

TUGAS AKHIR

**ANALISA PENGARUH VARIASI KEKAKUAN
BALOK DAN KOLOM PADA SRPMK TERHADAP DAKTILITAS
DENGAN METODE *PUSHOVER ANALYSIS***

Oleh

**Putri Dwi Sri Pamenia
3102.100.053**



DOSEN PEMBIMBING

Ir Mudji Irmawan, MS

Tavio, ST. MT. Phd

**PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOVENBER
SURABAYA
2006**

**ANALISA PENGARUH VARIASI KEKAKUAN
BALOK DAN KOLOM PADA SRPMK TERHADAP DAKTILITAS
DENGAN METODE *PUSHOVER ANALYSIS***

Oleh :
Putri Dwi Sri Pamenia
3102 100 053

ABSTRAK

Perkembangan konsep perencanaan struktur tahan gempa akhir-akhir ini telah bergeser dari konsep perencanaan yang berbasis kekuatan / gaya (strength / force-based design) ke konsep perencanaan yang berbasis kinerja (performance – based design). Secara garis besar ada 3 metode/cara untuk menyesuaikan struktur kita dengan target performance yang kita inginkan yakni dengan merubah penulangan lentur elemen struktur, khususnya elemen kolom dimana elemen ini kemampuan berdefleksinya amat ditentukan oleh nilai tulangan lentur yang dipasang atau dengan merubah penulangan geser elemen struktur dan yang terakhir merubah nilai kekakuan (*rigidity*) dari struktur.

Oleh karena itu pada tugas akhir ini akan dicoba untuk memberikan variasi kekakuan atau variasi dimensi elemen struktur dan rasio tulangan pada suatu sistem struktur portal terbuka (*open frame*)-solusi yang ketiga. Dipilihnya struktur portal terbuka (*open frame*) dikarenakan bahwa struktur portal terbuka dinilai lebih mewakili sebagai struktur gedung beraturan sehingga pengaruh Gempa Rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen (SNI 03-1726-2002), untuk itu analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen.

Hasil utama yang telah diperoleh dari analisa ini adalah kurva kapasitas, dan letak pembentukan sendi plastis pada struktur dari kelima model struktur yang ada. Lalu dilanjutkan dengan membandingkan antara simpangan struktur yang sesuai dengan kapasitasnya dengan target simpangan yang ditetapkan sebelumnya. Dalam Tugas akhir hasil analisa yang didapatkan adalah pada mekanisme pembentukan sendi plastis yang terjadi, terlihat bahwa sendi plastis yang terbentuk lebih dominan terjadi di balok daripada di kolom. Hal ini sesuai dengan perencanaan awal yaitu *beam sidesway mechanism*, sehingga prinsip *strong column weak beam* tercapai. Selain itu dari hasil perbandingan antara target simpangan dengan simpangan aktual struktur menunjukkan bahwa kinerja struktur melampaui target yang ingin dicapai, hal ini juga terlihat pada nilai daktilitasnya dimana struktur 3 memiliki kinerja yang paling baik.

Kata kunci : performance base design, nilai kekakuan (*rigidity*), *Pushover Analysis*, simpangan struktur, sendi plastis.

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah Rabbil Alamiin, Segala Puji hanya Bagi Allah Pemelihara alam semesta beserta isinya, karena atas Rahmat dan Hidayah-Nya saya dapat menyelesaikan penyusunan Tugas Akhir yang mengambil judul “ ANALISA PENGARUH VARIASI KEKAKUAN BALOK DAN KOLOM PADA SRPMK TERHADAP DAKTILITAS DENGAN METODE PUSHOVER ANALYSIS”

Tugas akhir ini diajukan sebagai persyaratan gelar kesarjanaan jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Penulis berharap tugas akhir ini dapat berguna bagi semua pihak dalam pengaplikasian ilmu dan teknologi dalam masyarakat. Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih terdapat kekurangan, untuk itu segala saran dan masukan tentang penulisan tugas akhir ini sangat diharapkan.

Dengan terselesaikannya tugas akhir ini, tidak lupa penulis menyampaikan terima kasih kepada :

1. Prof. Ir. Priyo Suprobo, MSc. PhD, selaku dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.
2. Prof. Ir. Indrasurya Budisatria Mochtar, MSc. PhD, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP - ITS Surabaya.
3. Ir. Mudji Irmawan, MS dan Tavio, ST. MT. PhD, selaku dosen pembimbing tugas akhir.
4. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA, selaku dosen wali dari penyusun tugas akhir ini.
5. Bapak dan Ibu dosen Teknik Sipil FTSP - ITS Surabaya yang telah memberikan ilmu pengetahuan yang dimilikinya.
6. Segenap Karyawan di lingkungan Teknik Sipil FTSP - ITS yang telah melayani segala aktifitas pendidikan kami.

Akhirnya semoga segala bantuan dan kebaikan yang telah diberikan kepada penulis akan mendapat balasan dan ridho dari Allah SWT.

Penulis mohon maaf apabila terdapat kesalahan – kesalahan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini. Semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi rekan mahasiswa pada khususnya dan para pembaca pada umumnya.

Surabaya, Juli 2006

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Lembar Pengesahan	
Abstrak.....	i
Kata Pengantar.....	ii
Daftar Isi.....	iii
Daftar Gambar.....	vi
Daftar Tabel.....	viii
Daftar Notasi	ix
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Permasalahan.....	2
1.3. Tujuan.....	2
1.4. Batasan Masalah.....	2
BAB II DASAR TEORI.....	4
2.1. Tinjauan Pustaka.....	5
2.2. Konsep Performance Based Design.....	7
2.3. Pushover Analysis	10
2.3.1. Kapasitas.....	10
BAB III METODOLOGI.....	15
BAB IV ANALISA STRUKTUR.....	23
4.1. Umum.....	23
4.2. Data-data Perencanaan Gedung.....	23
4.3. Pedoman yang Dipakai.....	25
4.4. Perencanaan Dimensi.....	25
4.4.1. Permodelan Struktur 1.....	25
4.5. Pembebanan Struktur Arah Vertikal.....	26
4.5.1. Pembebanan Pelat.....	27

4.5.2. Perhitungan Beban Equivalen.....	28
4.6. Perhitungan Baban Lateral Akibat Gempa.....	28
4.6.1. Perhitungan Berat Total Bangunan.....	28
4.6.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar.....	29
4.7. Analisis Terhadap T_{Rayleigh}	31
4.8. Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Kinerja Batas Ultimit (Δ_M).....	32
4.9. Analisa Gaya-Gaya Dalam (Analisa Linier).....	36
4.10. Perhitungan Penulangan.....	37
4.10.1. Penulangan Lentur Balok.....	37
4.10.2. Penulangan Geser Balok.....	48
4.10.3. Penulangan Lentur Kolom.....	54
4.10.4. Pengekangan Kolom.....	60
4.10.5. Tulangan Transversal (Tulangan Geser) Kolom.....	61
4.10.6. Hubungan Balok Kolom.....	64
4.10.6.1. Hubungan Balok Kolom Bagian Tengah.....	64
4.10.6.2. Hubungan Balok Kolom Bagian Pinggir.....	65
4.11. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Penulangan.....	67
4.12. Penentuan Target Perpindahan Rencana.....	70
BAB V ANALISA PUSHOVER.....	73
5.1. Analisa Statik Non-Linier.....	73
5.2. Analisa Pushover Menggunakan SAP 2000.....	77
5.3. Hasil Analisa Pushover.....	80
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	90
6.1. Kesimpulan	101
6.2. Saran	102
DAFTAR PUSTAKA	104
Daftar Lampiran.....	x

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. LATAR BELAKANG

Perencanaan struktur gedung secara umum harus memenuhi persyaratan “*Strong Column Weak Beam*” (SCWB) atau “Kolom Kuat Balok Lemah”. Dimana perencanaan ini dinamakan sebagai Desain Kapasitas yang artinya ketika struktur gedung memikul pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung tersebut hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom serta kaki dinding geser saja. Di lain pihak, besarnya pengaruh Gempa Rencana sangatlah dominan mengingat Indonesia memiliki 6 Wilayah Gempa (WG) yang tersebar di seluruh Indonesia. Oleh karena itu perlu adanya batasan-batasan yang jelas mengenai konsep *Strong Column Weak Beam*.

Pada studi ini akan dicoba dilakukan suatu perbandingan terhadap beberapa struktur yang menerapkan prinsip-prinsip *Strong Column Weak Beam* dengan memberikan variasi dimensi elemen struktur dan rasio tulangan pada suatu sistem struktur portal terbuka (*open frame*). Dipilihnya struktur portal terbuka (*open frame*) dikarenakan bahwa struktur portal terbuka dinilai lebih mewakili sebagai struktur gedung beraturan sehingga pengaruh Gempa Rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen (SNI 03-1726-2002), untuk itu analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen dengan struktur terletak pada wilayah gempa 6. Selain itu menurut Drajat Hoedajanto, 2004, “Konsep penting lain yang perlu disampaikan adalah fakta bahwa biasanya desain yang sederhana, itu yang terbaik”. Sehingga sistem struktur portal terbuka (*open frame*) dianggap ideal dalam melakukan analisa desain.

Analisa dilakukan sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2002 serta peraturan komplemen seperti ATC-40 dan FEMA-273 dengan memakai software SAP 2000 Nonlinear, dan untuk strukturnya dimodelkan dalam bentuk 2D. Oleh karena itu diharapkan dari hasil variasi tersebut dapat memberikan informasi yang cukup jelas

pada aplikasi sistem struktur yang mengikuti prinsip *Strong Column Weak Beam* dan mengetahui tingkat layan / kinerja (*performance*) dari suatu struktur beserta elemennya.

1.2. Permasalahan

Permasalahan yang akan dihadapi dalam penulisan tugas akhir ini adalah :

- a. Bagaimana kinerja struktur *open frame* akibat perubahan kekakuan elemen balok dan kolom?
- b. Bagaimana evaluasi daktilitas (lokasi terjadinya sendi plastis) pada model open frame yang diberikan ?
- c. Bagaimana penerapan konsep SCWB bila tidak tercapai dalam suatu perencanaan?

1.3. Tujuan

Adapun tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini antara lain :

- a. Mengetahui tingkat layan / kinerja (*performance*) suatu struktur beserta elemennya dari perubahan variasi kekakuan pada *open frame* terhadap daktilitas yang ada.
- b. Mengetahui tingkat daktilitas (*global ductility*) yang dicapai dan letak sendi plastis.
- c. Menghasilkan perencanaan struktur yang benar-benar sesuai dengan penerapan konsep Strong Column Weak Beam.
- d. Hasil akhir berupa tabel dan grafik.

1.4. Batasan Masalah

Batasan-batasan masalah yang diberikan dalam tugas akhir ini adalah :

- a. Pemodelan struktur dengan *open frame*.
- b. Material yang dipakai adalah beton bertulang.
- c. Perencanaan gaya geser gempa nominal memakai SNI-1726-2002.
- d. Desain elemen struktur dan pendetailan tulangan memakai SNI-2847-2002.
- e. Analisa Statis Nonlinear yang digunakan adalah analisa pushover berdasarkan FEMA-273.
- f. Program bantu yang dipakai adalah SAP 2000 Nonlinear.

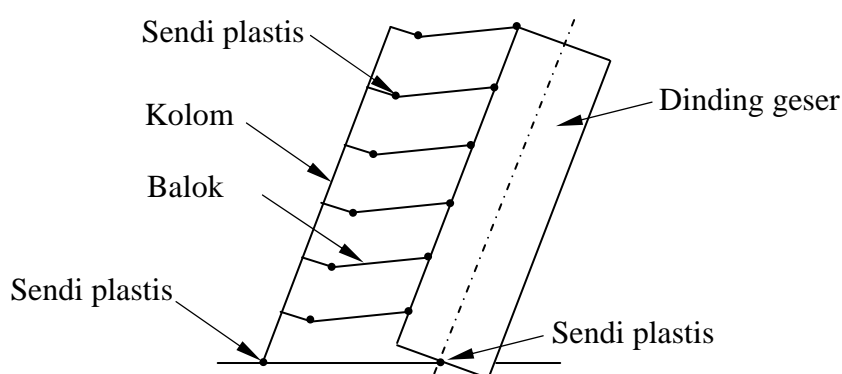
- g. Tidak membahas perencanaan elemen struktur sekunder seperti tangga.
- h. Tidak merencanakan struktur bangunan bawah.
- i. Pada saat menjalankan *pushover analysis*, deformasi tanah diabaikan. Hubungan pondasi dan tanah dianggap rigid.
- j. Perencanaan tidak meninjau faktor ekonomis dan metode pelaksanaan di lapangan.

BAB II

DASAR TEORI

2.1. TINJAUAN PUSTAKA

“*Strong Column Weak Beam*” (SCWB) atau “Kolom Kuat Balok Lemah”, perencanaan ini dinamakan sebagai Desain Kapasitas yang artinya ketika struktur gedung memikul pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung tersebut hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom saja, oleh karena itu perlu adanya batasan-batasan yang jelas mengenai konsep *Strong Column Weak Beam*.



Gambar 2.1. Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung dengan sendi plastis terbentuk pada ujung-ujung balok, kaki kolom.

Filsafat perencanaan yang telah berkembang selama ini, dirasa sangatlah cukup mengikuti kemajuan pengetahuan. Dua filsafat perencanaan yang pernah eksis telah menjadi dasar perencanaan dalam kurun waktu yang cukup lama. *Metode tegangan kerja* (*working stress method*), yang terpusat pada keadaan beban layan (yaitu, pada pemakaian struktur), adalah yang terutama dipakai sejak awal tahun 1900-an sampai awal 1960-an (Chu-Kia Wang, Charles G. Salmon). Sejak 1983, peralihan telah berlangsung ke *metode rencana kekuatan* (*Strength design method*), yang terpusat pada keadaan pembebanan yang melampaui beban kerja pada saat struktur terancam keruntuhan. Apabila dipakai metode rencana kekuatan, maka perbandingan dari kekuatan yang tersedia dan kekuatan yang diperlukan (yaitu, gaya aksial, geser, atau

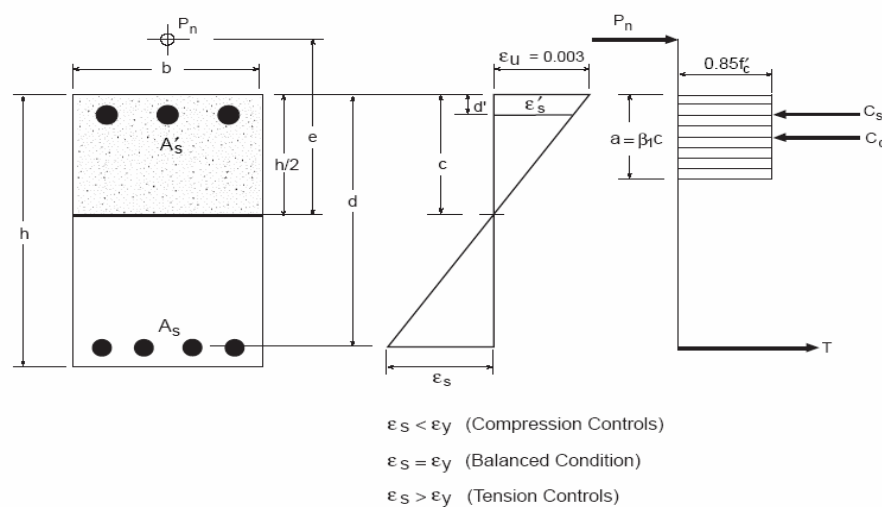
momen lentur yang diakibatkan oleh beban berfaktor) tidak mengandung arti bahwa bahan akan meleleh atau runtuh di bawah keadaan beban kerja. Sebenarnya, pada beban kerja, perilaku struktur secara hakiki adalah elastis (Edward G. Nawy). Dengan minat dan pengetahuan terhadap metode analisa elastis pada awal tahun 1900-an, metode tegangan kerja elastis telah diterima secara hampir menyeluruh oleh peraturan-peraturan sebagai yang terbaik untuk perencanaan.

Peraturan ACI tahun 1956 adalah yang pertama secara resmi mengakui dan mengizinkan metode perencanaan kekuatan, yaitu hasil kerja dari ACI-ASCE Comitee 327. Metode rencana kekuatan di zamannya, secara konsepsional dianggap lebih realistis di dalam penetapan keamanan struktur.

Kemudian perkembangan konsep perencanaan struktur tahan gempa yang akhir-akhir ini telah bergeser dari konsep perencanaan yang berbasis kekuatan / gaya (*strength / force-based design*) ke konsep perencanaan yang berbasis kinerja (*performance – based design*) juga mempertimbangkan kaidah dari *Strong Column Weak Beam*. Pada perencanaan *force based design*, perencanaan dibuat sedemikian rupa sehingga kapasitas bebannya melampaui *load demandnya*. Pendekatan ini mengandalkan kekuatan, kekakuan dan daktilitas struktur. Metode desain kapasitas yang didasarkan pada pemanfaatan maksimal dari daktilitas struktur merupakan implementasi praktis dari konsep ini. Pada metode desain kapasitas, pola keruntuhan struktur daktil dikontrol, dengan merencanakan lokasi dan tipe sendi plastis yang boleh terjadi sehingga tidak membahayakan komponen struktur lain yang dianggap penting.

Pada analisa struktur secara linier, seperti dalam konsep *force based design*, bangunan dianggap berperilaku secara elastis. Keuntungan dari analisa secara elastis adalah kemudahan dalam perhitungan, tetapi kelemahan dalam analisa ini adalah tidak dapat memberikan gambaran tentang fenomena-fenomena yang mengontrol *performance* suatu struktur maupun menampilkan perilaku non-linier struktur saat menghadapi gempa. Padahal pada saat gempa kuat terjadi, bangunan tidak lagi berperilaku secara linier tetapi sudah berperilaku secara non-linier. Dari banyak kejadian gempa akhir-akhir ini, *performance* yang mengontrol tingkat kerusakan bangunan adalah kemampuan berdeformasi inelastik saat terjadi gempa kuat selain kekuatannya. Kemudian diperkenalkannya sebuah konsep yaitu konsep *performance based design* (metode statik-nonlinier / inelastic).

Salah satu metode statik – nonlinear/inelastik adalah konsep perencanaan struktur tahan gempa berbasis kinerja yaitu berbasis perpindahan, perencanaan strukturnya didasarkan pada target perpindahan/deformasi inelastis maksimum tertentu, sehingga diharapkan deformasi yang terjadi sesuai dengan target deformasi maksimum yang direncanakan . Berikut merupakan uraian singkat mengenai perkembangan metode perencanaan :



Gambar 2.2. Perkembangan metode perencanaan

- Cara Ultimate (Kekuatan Batas)

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$\sigma_c = f_c' = \sigma_{bk} \quad ; \quad \epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\sigma_s = f_y \quad ; \quad \epsilon_s = 0.002 \quad \dots\dots\dots \text{PBI 1971}$$

- Cara Kapasitas Design/ MRF

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$\sigma_c = f_c' = \sigma_{bk} \quad ; \quad \epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\sigma_s = f_y \quad ; \quad \epsilon_s = 0.002$$

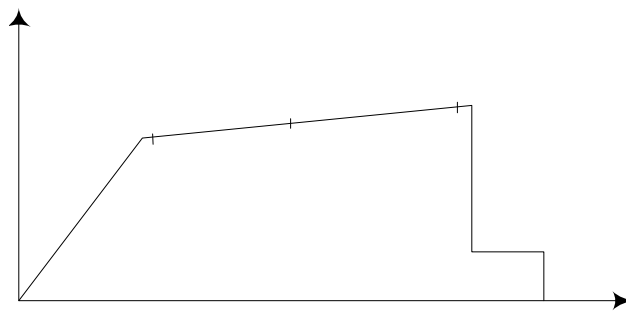
$$M_{kapasitas} = 1.25 M_n \quad \dots\dots\dots \text{SNI-2847-2002}$$

- Cara Pushover Analisis

$$M_{kap}, \Delta_{max}, \text{ Titik keruntuhan}$$

Analisa pushover adalah analisa displacement struktur dengan beban gempa statik ekuivalen yang besarnya beban ditingkatkan berangsur-angsur secara proporsional sampai struktur mencapai suatu *performance level* tertentu. Ada tiga hal penting yang akan dihasilkan oleh analisa pushover ini, yaitu kurva kapasitas struktur, mekanisme keruntuhan struktur tersebut, serta *performance point* yang merupakan perpotongan kurva *capacity* dan *demand*.

Dengan analisa statik nonlinier ini memungkinkan terjadinya respon nonlinier pada komponen-komponen struktur akibat deformasi yang terjadi selama gedung mengalami pembebanan lateral yang besar, seperti pada saat terjadinya gempa. Respon nonlinier komponen-komponen struktur yang terjadi secara umum dapat diwakili oleh hubungan load-deformation seperti gambar berikut ini :



Gambar 2.3. Hubungan load-deformation

Dimana :

IO = Immediate Ocupancy

LS = Life Safety

CP = collapse Prevention

- Titik A (Kondisi tanpa beban/gaya)
- A – B merupakan respon linear
- Titik B (titik leleh efektif/ nominal yield strength)
- Dari B ke C terjadi penurunan kekakuan terhadap beban lateral (strain hardening)
- IO : Immediate Occupancy

Lateral Load

B IO

- LS : Life Safety
- CP : Collapse Prevention
- Titik C (Nominal Strength / dimana kekuatan untuk menahan beban lateral sudah hilang)
- Terjadi penurunan kekakuan secara drastis C ke D. Pada struktur daktail deformasinya lebih besar dari deformasi pada saat leleh. Selain itu pada kondisi ini beton mengalami pengelupasan (spalling). Lalu penurunan kekakuan ini diteruskan hingga titik E
- Titik E (kemampuan struktur untuk melakukan deformasi Maksimum)

Dari studi yang dilakukan pada literature-literatur mengenai performance-based design khususnya tentang analisa Pushover, secara garis besar ada 3 metode/cara untuk menyesuaikan struktur kita dengan target performance yang kita inginkan :

1. Merubah penulangan lentur elemen struktur, khususnya elemen kolom dimana elemen ini kemampuan berdefleksinya amat ditentukan oleh nilai tulangan lentur yang kita pasang.(Saadyono, 2002)
2. Merubah penulangan geser elemen struktur dengan sendirinya harus mendefinisikan ulang *properties* sendi plastis yang terdapat dalam program batu kita. Jenis elemen struktur yang kemampuan berdefleksinya amat dipengaruhi oleh nilai tulangan geser ini adalah elemen balok.
3. Merubah nilai kekakuan (*rigidity*) dari struktur.

Oleh karena itu pada tugas akhir ini dicoba untuk memberikan variasi kekakuan pada tiga macam *open frame* atau solusi no.3, sehingga hasil akhir yang diharapkan yaitu dapat memperlihatkan prosentase selisih Δ (simpangan) dari ketiga variasi portal tersebut tanpa perlu melakukan *re-design*.

2.2. KONSEP PERFORMANCE BASED DESIGN

Performance-Based Design merupakan metodologi dimana kriteria struktur diekspresikan dalam syarat daya guna performance obyek (ATC-40). Dalam konsep *performance-based design* dimulai dengan menentukan *performance level* dari gedung

yang akan dihitung dengan memperhatikan kerugian material bangunan, kematian penghuni gedung, dan kerugian dari fungsi bangunan pasca gempa.

Tingkatan kinerja (*Performance Level*) mendeskripsikan suatu kondisi batasan kerusakan yang masih dianggap layak bagi gedung tersebut (ATC-40). Adapun empat tingkatan kinerja yang paling umum dan lazim di jumpai adalah sebagai berikut (ATC-40, FEMA 273)

1. **Operasional** (*Operational*) : Ini adalah suatu tingkatan kinerja yang berhubungan dengan fungsi dan pelayanan gedung. Kerusakan terhadap struktur gedung yang aman tidak perlu lagi diragukan, dan semua jenis perbaikan yang perlu hanyalah kecil serta dapat dilakukan tanpa mengganggu aktivitas para pemakai gedung.
2. **Penempatan Segera** (*Immediate Occupancy*) : Tingkatan ini berhubungan dengan kriteria yang paling luas yang berhubungan dengan fasilitas – fasilitas penting. Ruangan – ruangan dalam gedung maupun semua sistemnya diharapkan untuk bisa dipergunakan secara cukup beralasan, akan tetapi kesinambungan dari semua pelayanan, baik primer ataupun cadangan, tidaklah perlu diprioritaskan.
3. **Keselamatan Jiwa** (*Life Safety*) : Tingkatan ini dimaksudkan untuk mencapai suatu kondisi kerusakan yang memiliki ancaman serendah mungkin terhadap keselamatan jiwa manusia, baik akibat dari kerusakan struktural maupun akibat robohnya elemen – elemen nonstruktural gedung.
4. **Stabilitas Struktur** (*Structural Stability*) : Tingkatan ini adalah tingkatan yang membatasi kondisi kerusakan gedung setelah gempa terjadi, dimana rangka utama gedung harus mampu menahan semua beban vertikal yang mewakili sistem serta kestabilan harus terjaga. Ada kemungkinan terjadinya ancaman terhadap keselamatan jiwa manusia baik yang diakibatkan oleh jatuhnya elemen–elemen struktural, ataupun akibat kerusakan struktural gedung. Peninjauan kinerja dari elemen – elemen non struktural tidak lagi diperhatikan, sehingga tingkat kinerjanya amatlah diragukan.

Seperti yang telah diketahui bahwa keunggulan dari konsep performance based design adalah kemampuannya untuk menunjukkan keadaan riil gedung pada saat

menerima gaya gempa. Gedung akan bersifat non-linear pada saat menerima beban gempa. Secara umum dijelaskan bahwa analisa non-linear dibagi menjadi 2 metode yaitu analisa statik non-linear (atau yang disebut pushover analysis) dan analisa dinamik non-linear (atau yang disebut analisa riwayat waktu).

2.3.PUSHOVER ANALYSIS

Pushover analysis secara garis besar adalah suatu metode analisa nonlinear yang telah disederhanakan yang bertujuan mengetahui kinerja dari struktur dengan cara memberikan beban horizontal ekuivalen (sebagai representasi gaya gempa) yang secara bertahap ditingkatkan secara proporsional, sehingga pada akhirnya gedung mencapai kegagalan (*collapse*). Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.1 mengenai prosedur analitis performance based design, metode ini memiliki 3 komponen utama, yaitu *capacity*, *demand*, dan *performance point* (ATC 40).

2.3.1. Kapasitas

Kapasitas (*capacity*) adalah suatu representasi dari kemampuan struktur untuk menahan gaya gempa yang akan terjadi. Secara keseluruhan, kapasitas suatu struktur tergantung dari kekuatan dan kemampuan untuk berdeformasi dari masing-masing elemen struktur yang ada. Untuk menentukan kapasitas yang melampaui batas - batas elastisnya, dibutuhkan suatu bentuk analisa nonlinear, dalam hal ini analisisnya adalah dengan menggunakan prosedur Pushover. Analisa ini menggunakan sekelompok analisa bertahap, yang saling ditumpangtindihkan untuk memperkirakan diagram kapasitas gaya-simpangan dari keseluruhan struktur. Pemodelan matematis dari struktur dimodifikasi untuk mencatat daya tahan tereduksi dari elemen yang mengalami leleh. Distribusi gaya lateral dimasukkan terus menerus hingga semakin banyak elemen struktur yang mengalami leleh. Proses ini diteruskan hingga struktur akhirnya menjadi tidak lagi stabil atau hingga suatu batasan yang ditentukan tercapai.

Prosedur Analitis

Elastis

- Prosedur sesuai peraturan
- Rasio Demand-Kapasitas

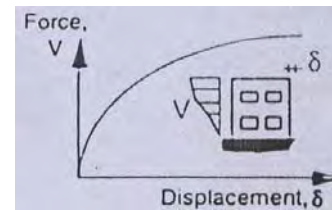
Nonlinier yang Disederhanakan

Elastis Lainnya

- Metode Secant
- Riwayat Waktu

Kapasitas

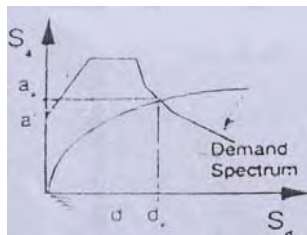
Fokus utama dari metode nonlinear yang disederhanakan adalah pembuatan “Pushover” atau kurva kapasitas. Kurva ini melambangkan simpangan lateral sebagai fungsi dari gaya-gaya yang bekerja pada struktur. Proses ini tidak tergantung dari metode yang dipergunakan untuk menentukan demand dan sekaligus menyediakan pengetahuan yang amat berharga bagi pelaksana dilapangan



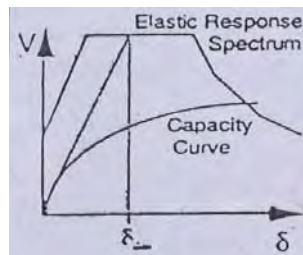
DEMAND

Metode Kapasitas Spektrum A,B, dan C

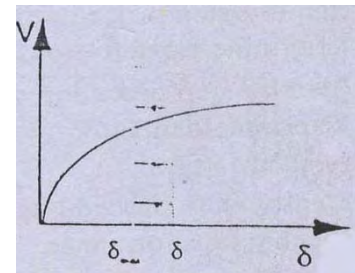
Menggunakan spektrum elastis tereduksi yang dipotongkan dengan kurva kapasitas dalam koordinat spektrum untuk menentukan performance point a_{pi}, d_{pi} . Equal displacement point a', d' merupakan titik awal yang bagus untuk mengawali proses iterasi



Equal Displacement Approximation, memperkirakan simpangan inelastic yang akan terjadi jika seandainya struktur tetap berlaku elastis

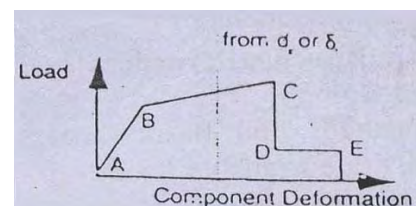


Metode Koefisien Simpangan, dengan memodifikasi δ_{elas} menggunakan koefisien untuk menghitung target perpindahan δ_i

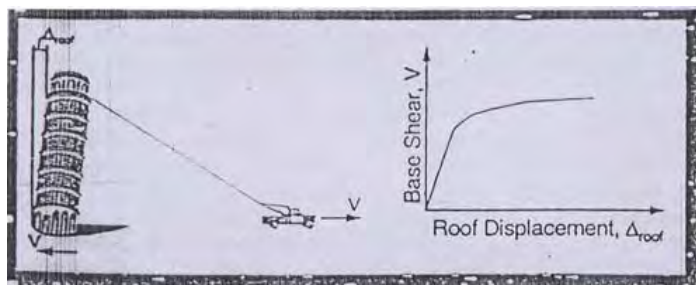


Performance

Dengan menggunakan *performance point* atau target simpangan, respon global dari struktur dan deformasi masing-masing komponen diperbandingkan untuk membatasi kinerja struktur sesuai dengan tingkatan kinerja yang ingin dicapai pada struktur

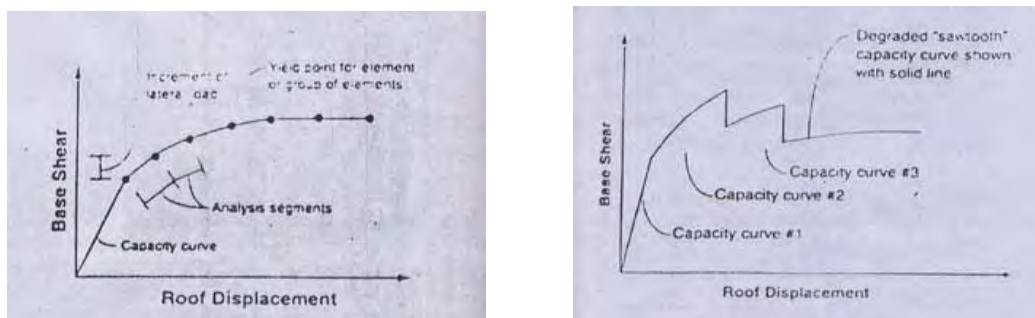


Gambar 2.4 Prosedur Analitis Performance-Based Design



Gambar 2.5. Ilustrasi metode Pushover dengan Kurva Kapasitasnya

Dari kurva kapasitas yang dihasilkan, bisa diprediksikan perilaku struktur setelah batas-batas elastisnya terlampaui.



Gambar 2.6. Contoh Kurva Kapasitas yang mungkin terjadi

Prosedur Penentuan Kapasitas

Berikut ini akan dijelaskan langkah demi langkah untuk mendapatkan kurva kapasitas. Untuk diketahui, bahwa kapasitas yang ada umumnya merupakan perwakilan dari respon struktur untuk mode pertama, dengan asumsi bahwa mode pertama inilah yang merupakan respons dominan struktur. Hal ini biasanya cukup valid untuk gedung yang memiliki periode getar kurang dari 1 detik. Untuk gedung-gedung yang lebih fleksibel dengan periode > 1 detik, perlu dipertimbangkan penambahan *mode effects* yang lebih tinggi kedalam analisa.

1. Buatlah pemodelan komputer dari struktur yang bersangkutan dengan menggunakan aturan-aturan pemodelan yang ada (dapat termasuk pemodelan

pondasi jika memang dikehendaki). Dan kemudian klasifikasikan masing-masing elemen dalam pemodelan tersebut kedalam kategori primer ataupun sekunder.

2. Masukkan gaya-gaya lateral kedalam pemodelan sesuai dengan proporsi produk massa dan *mode shape* dasarnya. Analisa ini harus turut pula mengikutsertakan beban-beban gravitasi yang ada.

Untuk tahap ini, terdapat beberapa variasi pembebanan lateral yang dapat dipergunakan. Masing-masing variasi memiliki kekhususan untuk dipakai pada situasi tertentu. Berikut diberikan 5 macam variasi yang lazim digunakan:

- a. Masukkan sebuah gaya horizontal terpusat pada puncak gedung (biasanya berlaku untuk gedung tingkat satu).
- b. Masukkan gaya-gaya lateral (F_x) kedalam tiap-tiap lantai dengan proporsi yang sesuai dengan prosedur peraturan standar tanpa gaya terkonsentrasi (F_t) pada puncak gedung

$$F_x = [w_x h_x / \sum w_x h_x] \cdot V$$

- c. Masukkan gaya-gaya lateral sesuai dengan proporsi produk massa masing-masing lantai dan *mode shape* 1 dari pemodelan elastis struktur

$$F_x = [w_x o_x / \sum w_x o_x] \cdot V$$

- d. Sama seperti (c) hingga leleh pertama. Untuk setiap penambahan setelah leleh tersebut, sesuaikan besarnya gaya agar konsisten dengan perubahan bentuk defleksi
- e. Sama seperti (c) dan (d), tetapi ikut memasukkan *higher mode effects* dalam menentukan titik leleh masing-masing elemen struktural.
3. Hitung gaya-gaya masing-masing elemen sesuai dengan kebutuhan terhadap kombinasi beban vertikal dan lateral.
4. Sesuaikan tingkat penambahan gaya lateral yang ada hingga suatu elemen (atau kelompok elemen) dibebani maksimum mencapai 10% dari kekuatan *member*-nya.
5. Catat besarnya gaya geser dasar dan perpindahan puncak gedung.

6. Revisi pemodelan dengan menggunakan kekakuan yang sangat kecil (atau sama dengan nol) untuk elemen-elemen yang telah mencapai leleh.
7. Memasukkan lagi penambahan gaya lateral baru kedalam struktur yang telah direvisi tersebut, hingga suatu elemen atau kelompok elemen) lain mencapai titik leleh.
8. Masukkan penambahan gaya lateral tersebut dan penambahan perpindahan puncak gedung yang telah ada sebelumnya.
9. Ulangi langkah 6, 7, dan 8 tersebut hingga struktur mencapai suatu batas ultimat, seperti : ketidakstabilan akibat efek $P\Delta$, atau perubahan bentuk yang telah melampaui tingkatan yang dikehendaki.

BAB III

METODOLOGI

Langkah-langkah yang diambil dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

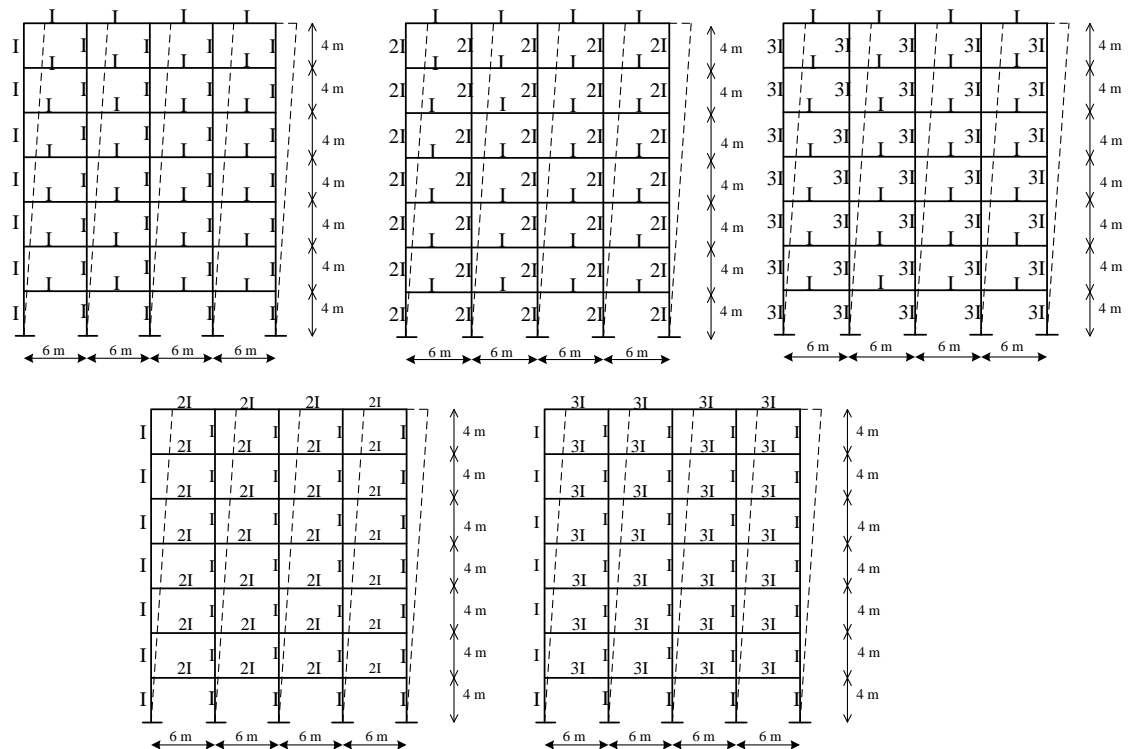
1. Study Literatur

- a. Penjelasan konsep analisa statik linier dan analisa statik nonlinier
- b. Penjelasan kekakuan dalam Strong Column Weak Beam dan Non Strong Column Weak Beam
- c. Sebagai acuan untuk perencanaan ini digunakan :
 - SNI 03-1726-2002
 - SNI 03-2847-2002
 - RSNI 03-1727-2002
 - Chu Kia Wang, Desain Beton Bertulang
 - Nawy
 - Laboratorium Beton dan Bahan Bangunan Teknik Sipil ITS, Tabel grafik dan diagram interaksi untuk perhitungan struktur beton

2. Studi Kasus

Struktur yang akan diperbandingkan adalah tiga macam open frame sederhana 7 lantai, dimana masing-masing portal memiliki kekakuan pada balok dan kolom yang bervariasi yaitu pada portal pertama kekakuan struktur balok dan kolomnya sama, sedangkan portal kedua balok lebih kaku dari pada kolom dan pada portal ketiga, struktur kolom lebih kaku dibanding dengan struktur baloknya.

Permodelan Struktur Portal Terbuka 2D
(Potongan A-A)



Gambar 3.1. Permodelan Struktur Portal Terbuka 2D

3. Menentukan Preliminary Design dari struktur gedung

Data-data yang diperlukan pada tahap preliminary design ini antara lain :

- Peninjauan 2-Dimensi
- Fungsi bangunan → Portal sederhana 2 Dimensi
- Penentuan Dimensi Elemen Struktur

Kolom

Ukuran kolom ditentukan terlebih dahulu dengan asumsi, ukuran kolom diperkirakan $b \times h = 3 \times P/f_c$. Dengan kata lain 30% kapasitas penampang disiapkan untuk aksial dan 70% untuk momen.

Balok

Penentuan kekakuan balok dan kolom mengakibatkan perencanaan dimensi balok berdasarkan momen inersia dari kolom dengan konstanta yang dihasilkan. Dimana nilai $b = 2/3h$

- Mutu bahan

4. Pembebanan

a. Beban Mati (PPIUG 1983 ps. 2.1)

Beban mati ialah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

b. Beban Hidup (PPIUG 1983 ps. 3.1)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban – beban pada lantai yang berasal dari barang – barang yang dapat berpindah , mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu , sehingga mengakibatkan perubahandalam pembebanan lantai dan atap tersebut

c. Beban Gempa (SNI 03-1726-2002)

Perhitungan beban geser dasar nominal dapat dirumuskan sebagai berikut

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \dots\dots\dots \text{Pasal 6.1.2}$$

Dimana

V : Beban Geser dasar Nominal

C₁ : Faktor Respons Gempa didapat dari grafik Spektrum Respons Gempa Rencana

R : Faktor Reduksi Gempa didapat dari tabel

W_t : Berat total gedung , termasuk beban hidup yang sesuai

Beban geser dasar nominal yang diperoleh dari pasal 6.1.2 harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban – beban gempa nominal statik ekivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke i menurut persamaan

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad \text{.....Pasal 6.1.3}$$

Dimana

W_i : berat lantai pada tingkat ke i, termasuk beban hidup yang sesuai

z_i : ketinggian lantai ke i

n : nomor lantai tingkat paling atas

d. Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 03-2847-2002 adalah sebagai berikut

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A atau R)
3. 1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E
4. 0,9 D ± 1,0 E

Dimana

D : Beban mati

L : Beban hidup

A : Beban Atap

R : Beban Hujan

5. Menghitung gaya-gaya dalam berdasarkan distribusi Gaya Gempa Dasar

Setelah semua beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasinya didapatkan, maka perhitungan untuk memperoleh gaya-gaya dalam komponen struktur dilakukan dengan program bantu SAP 2000.

Pemodelan yang digunakan untuk SAP 2000 adalah struktur rangka dimodelkan sebagai *frame*. Untuk pemodelan *frame* akan digunakan pula fasilitas *end-offset* untuk menunjukkan efek penampang dan mendapatkan nilai momen muka kolom untuk perhitungan tulangan balok.

6. Pendetailan elemen pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus

a. Komponen Lentur (SNI-2847-2002 Pasal 23.3)

a.1. Komponen lentur Struktur Rangka Pemikul Momen harus memenuhi kondisi berikut :

- Beban aksial tekan $\leq \frac{A_g \cdot f_c}{10}$

- Bentang bersih $\geq 4 d$

- $b_w/h \geq 0.3$

- $b_w \geq 250 \text{ mm}$

a.2. Tulangan minimal harus sedikitnya $\frac{b_w d}{4 f_y} \sqrt{f_c}$ dan $\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$

a.3. Ratio tulangan $\leq 0,025$

b. Komponen yang mengalami beban lentur dan aksial (SNI-2847-2002 pasal 23.4)

b.1. Komponen rangka dalam klasifikasi ini harus memenuhi persyaratan berikut ini :

- Beban aksial tekan berfaktor $> \frac{A_g \cdot f_c}{10}$

- Dimensi terkecil penampang $\geq 300 \text{ mm}$.

- Ratio dimensi terkecil penampang terhadap dimensi tegak lurus nya ≥ 0.4 .

b.2. Kuat lentur kolom memenuhi berikut $\Sigma M_e \geq \left(\frac{6}{5}\right) \Sigma M_g$

dimana

ΣM_e : Jumlah momen dimuka hubungan balok kolom sesuai dengan disain kuat lentur nominal kolom.

ΣM_g : Jumlah momen dimuka hubungan balok kolom sesuai dengan disain kuat lentur nominal balok.

b.3 Ratio tulangan (ρ) tidak boleh kurang dari 0.01 dan tidak boleh lebih dari 0.06.

Perhitungan dapat dilakukan dengan menggunakan hasil output perangkat lunak SAP 2000 yang kemudian menjadi input untuk perangkat lunak PCACOL. Perangkat lunak PCACOL dapat membantu kita dalam merencanakan tulangan kolom.

c. Hubungan balok kolom (SNI-2847-2002 Pasal 23.5)

- c.1 Penulangan memanjang balok yang dihentikan dalam kolom harus diteruskan masuk dalam inti kolom terkekang dan dijangkar sebagai batang tarik sesuai Pasal 23.5 (4) dan sebagai batang tekan sesuai Pasal 14.
- c.2 Bila tulangan memanjang balok menerus melewati hubungan balok kolom, maka dimensi kolom yang sejajar tulangan balok harus tidak boleh lebih kecil dari 20 kali diameter terbesar tulangan memanjang.
- c.3 Dalam menghitung gaya geser di hubungan balok kolom gaya dalam tulangan memanjang balok di muka hubungan balok kolom harus mempunyai tegangan tarik sebesar $1.25 f_y$.

7. Menentukan suatu target perpindahan rencana sebagai titik acuan *performance objective* yang ingin dicapai

Untuk mengetahui apakah hasil displacement dari analisa Pushover telah memenuhi kriteria ataukah belum, perlu ditentukan suatu target perpindahan rencana. Profil perpindahan rencana untuk struktur rangka menurut Priestly dirumuskan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\Delta_i &= \theta_d h_i && \text{untuk } n \leq 4 \\ \Delta_i &= \theta_d h_i (1 - (0.5 (n - 4) h_i) / 16 h_n) && \text{untuk } 4 \leq n \leq 20 \\ \Delta_i &= \theta_d h_i (1 - (0.5 h_i / h_n)) && \text{untuk } n \geq 20\end{aligned}$$

dimana Δ_i adalah simpangan tingkat ke-i, n adalah jumlah tingkat, θ_d adalah rotasi desain pada dasar bangunan dan h_i adalah tinggi lantai ke-i

Rotasi desain dihitung dengan rumus :

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c$$

Dimana : θ_d adalah rotasi pada dasar bangunan, θ_y adalah rotasi saat leleh pertama, θ_p adalah rotasi pada saat plastis dan θ_c adalah pembatasan rotasi oleh peraturan. Menurut Priestley, untuk drift limit diambil sebesar 0.025 sedangkan untuk damage control didasarkan pada batas kerusakan struktur, dengan asumsi batas regangan beton adalah 0.018 dan batas regangan baja adalah 0.06.

Perhitungan Perpindahan Rencana / target perpindahan struktur diperoleh dengan rumus :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Dimana : Δ_d : Target perpindahan rencana

m_i : Massa tiap lantai

8. Perhitungan Daktilitas Struktur Rencana (μ_s)

Daktilitas struktur dapat dihitung dengan persamaan :

$$\mu_s = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Dimana menurut Priestly, nilai Δ_y untuk frame dirumuskan sebagai berikut :

$$\Delta_y = 0.5 \epsilon_y (l / h_b) (0.6 h_n)$$

Dengan : $\epsilon_y = f_y / E_s$ h_b = tinggi penampang balok

l = Lebar bentang h_n = tinggi total struktur

9. Analisa Statik Non-Linier

Dimana dalam tugas akhir ini, analisa statik non-linier yang digunakan adalah analisa pushover dengan memakai bantuan program computer SAP2000. Adapun langkah-langkah yang akan dilakukan untuk menjalankan analisa Pushover ini di SAP2000 adalah sebagai berikut :

1. Pembuatan model struktur di SAP 2000.
2. Pendefinisian beban mati dan hidup.
3. Pemasangan tulangan lentur pada masing-masing komponen.
4. Pendefinisian beban pushover (beban *PUSH*).
5. Pendefinisian *hinge properties* dan letaknya.
6. Pendefinisian analisa pushover.
7. Running analisa statik dilanjutkan dengan analisa pushover.
8. Tampilkan hasil analisa pushover yang berupa :
 - Kurva kapasitas.
 - Mekanisme pembentukan sendi plastis.
 - Kurva *Spectral Displacement vs Spectral Acceleration*-nya

BAB IV

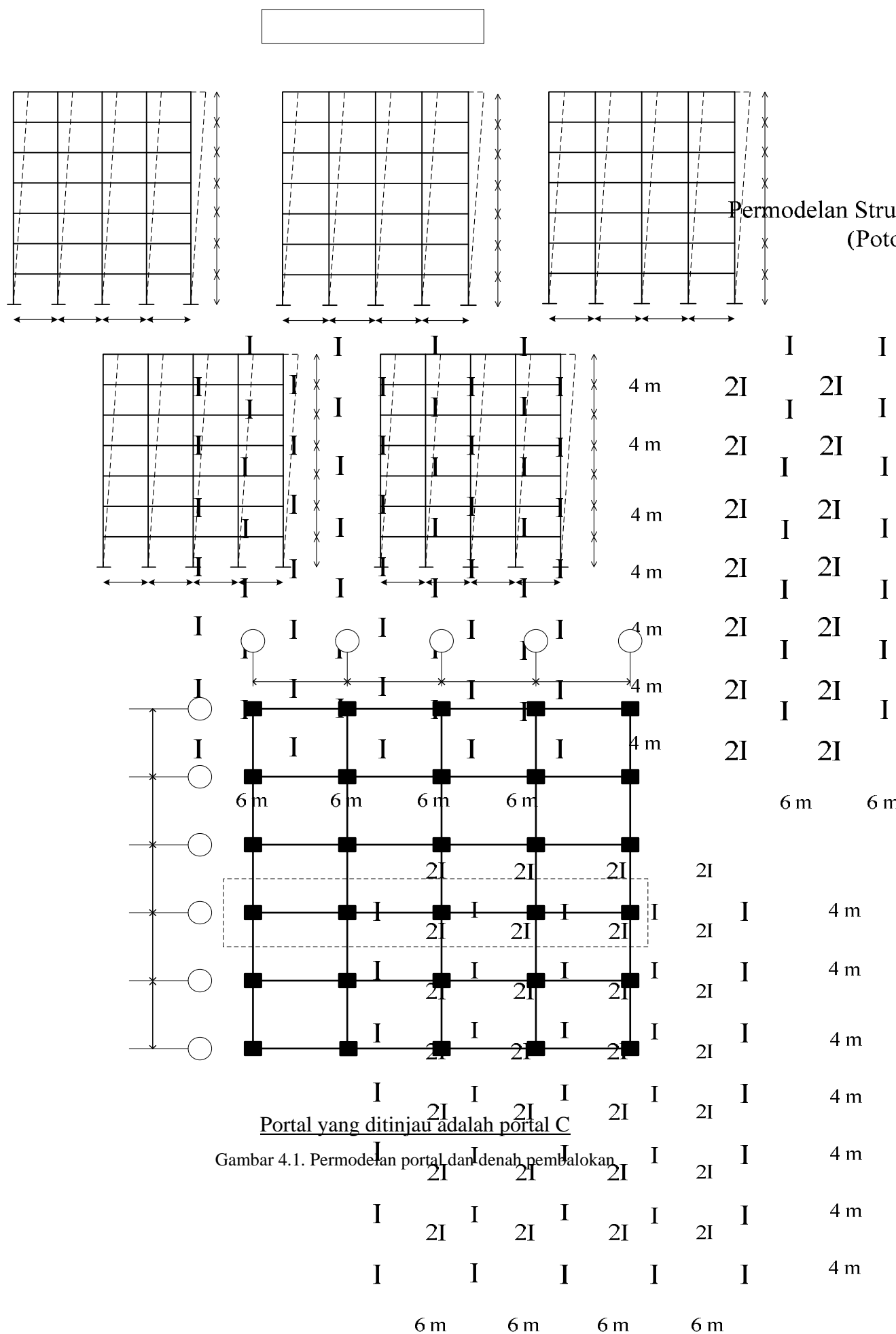
ANALISA STRUKTUR

4.1. UMUM

Pada tugas akhir ini memodelkan 5 Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus dengan nilai kekakuan balok dan kolom yang bervariasi. Sistem rangka pemikul momen merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Untuk itu beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. Menurut tabel 3 SNI-1726 tercantum 3 jenis SRPM yaitu SRPMB (B = biasa); SRPMM (M = Menengah) dan SRPMK (K = Khusus). SRPMK relevan dengan pada wilayah gempa 5 dan 6, sehingga harus memenuhi persyaratan desain pada SNI-2847 pasal 23.2 sampai 23.7. Selain itu struktur juga merupakan struktur gedung beraturan. Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen.

4.2. Data-data Perencanaan Gedung

Tipe bangunan	: Perkantoran
Zona Gempa	: Zone 6 (SNI 03-1726-2002)
Tinggi bangunan	: 28 m
Lebar bangunan	: 24 m
Panjang bangunan	: 30 m
Mutu beton	: 30 Mpa
Mutu baja	: 400 Mpa
Beban	: Beban mati, beban hidup, dan beban gempa (peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung)
Wilayah Gempa	: Wilayah 6 Gempa Indonesia



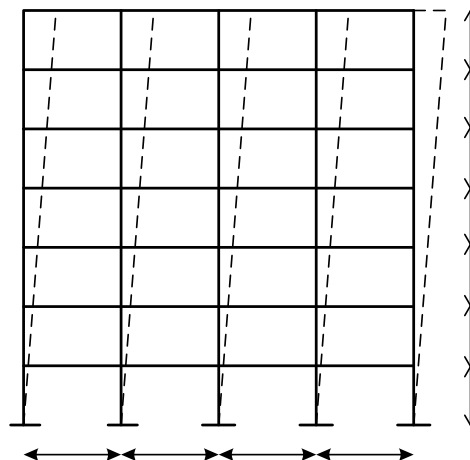
4.3. Pedoman yang Dipakai

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002).
2. RSNI 03-1727-2002.
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002).

4.4. Perencanaan Dimensi

Desain dengan menggunakan peraturan SNI 03-2847-2002 Bab 11.5.2 dalam Tabel 8. Pembalokan yang direncanakan antara balok lantai dan balok atap dianggap sama, tujuannya untuk memudahkan pelaksanaan konstruksi di lapangan. Dapat dilihat dalam rencana pembalokan (terlampir).

4.4.1. Permodelan struktur 1



Gambar 4.2. Portal struktur model 1

Dari gambar menunjukkan bahwa nilai kekakuan dari balok dan kolomnya adalah sama yaitu bernilai 1, dimana :

$$1I_{balok} = 1I_{kolom}$$

Direncanakan balok dengan $h = 70 \text{ cm}$

$$b = 2/3 h = 46.667 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok = 50 x 70 cm

$$\text{Didapat } I = \frac{1}{12} b h^3 \longrightarrow I = \frac{1}{12} 50 70^3$$

$$I_{\text{balok}} = 1.429.167 \text{ cm}^4$$

Direncanakan kolom dengan :

$$I = \frac{1}{12} b h^3 \longrightarrow I = \frac{1}{12} h h^3 \longrightarrow I = \frac{1}{12} h^4$$

$$\text{Dengan, } I_{\text{balok}} = I_{\text{kolom}}$$

$$\frac{1}{12} h^4 = 1.429.167 \text{ cm}^4$$

$$h = 64,35 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

sehingga dimensi kolom direncanakan 65 x 65 cm

$$\text{maka } I_{\text{blk baru}} = \frac{1}{12} \times 65 \times 65^3 = 1.487.552,08 \text{ cm}^4$$

$$\% \text{ selisih } I \text{ yaitu } = \frac{1.487.552,08 - 1.429.167}{1.487.552,08} \times 100\% = 3,29 \% \text{ (toleransi selisih } 4\%)$$

Maka dimensi kolom direncanakan = 65 x 65 cm

Permodelan lainnya (model struktur 2, model struktur 3, model struktur 4, dan model struktur 5) dapat dilihat pada Tabel 4.1 berikut, diberikan toleransi selisih I sebesar 7,75 %.

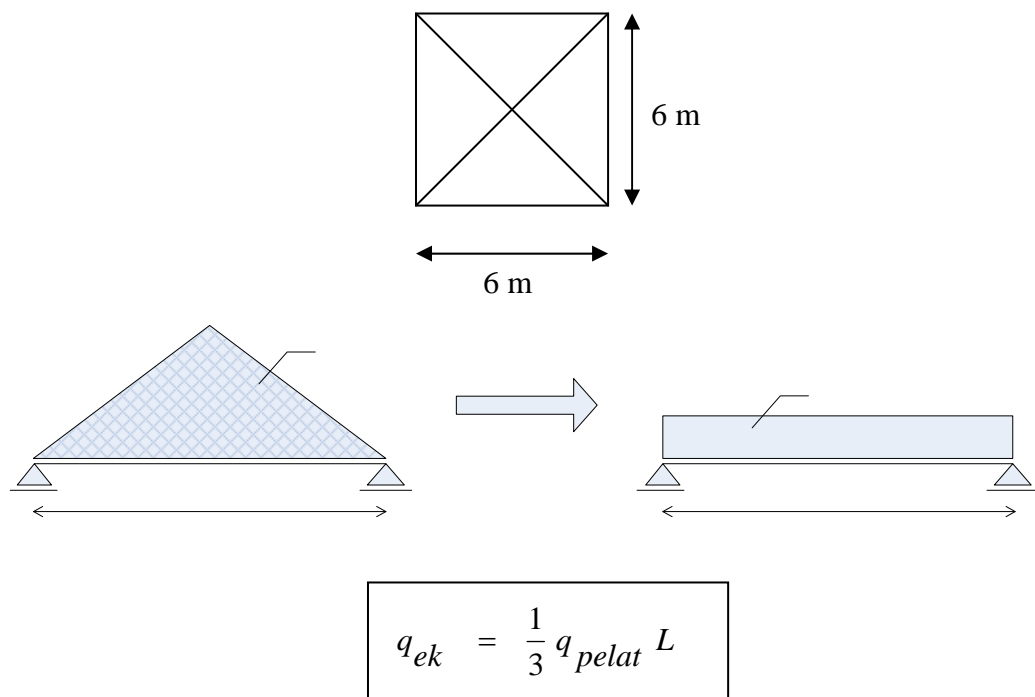
Tabel 4.1. Dimensi Struktur1-5

Persamaan I	Kolom		b=h _{kolom}	I _{kolom} (m ⁴)	I _{kolom} (m ⁴)	Balok		Balok		I _{balok}	%
	b'	h'			I _{balok} (m ⁴)	h	b	h'	b'		
I _{balok} ; I _{kolom}	65	65	64.35	1,487,552	1,429,167	-	-	70	50	1,429,167	-3.92
I _{balok} ; 2I _{kolom}	75	75	76.53	2,636,719	2,858,333	-	-	70	50	1,429,167	7.75
I _{balok} ; 3I _{kolom}	85	85	84.69	4,350,052	4,287,500	-	-	70	50	1,429,167	1.44
2I _{balok} ; I _{kolom}	65	65	-	1,487,552	2,975,104	85.54	57.03	85	60	3,070,625	3.21
3I _{balok} ; I _{kolom}	65	65	-	1,487,552	4,462,656	94.67	65.00	95	65	4,644,115	4.07

4.5. Pembebanan Struktur Arah Vertikal

Pembebanan arah vertikal adalah pembebanan yang diterima oleh struktur gedung akibat dari adanya beban yang terdapat di atasnya. Beban vertikal ini memiliki arah yang searah dengan beban gravitasi. Untuk pembebanan pelat terhadap balok terdapat tiga bentuk yaitu beban ekuivalen segitiga, beban ekuivalen trapesium dan beban ekuivalen dua segitiga. Karena pada tugas akhir ini permodelan struktur yang digunakan dalam SAP 2000 adalah 2D dan struktur pelat simetris maka input pembebanan pelat pada balok hanya menggunakan beban ekuivalen segitiga saja.

Asumsi pelat sebagai berikut :



Gambar 4.3. Asumsi pelat

Pembagian beban pelat ke balok mengikuti garis leleh pelat sehingga beban yang diterima balok adalah beban segitiga. Beban-belan segitiga dari pelat akan diterima oleh balok dalam bentuk beban ekuivalen.

4.5.1. Pembebanan Pelat

1. Pembebanan pada lantai

Beban mati :

• Berat sendiri	: 0,12 x 2400	= 288 kg/m ²
• Plafon + penggantung		= 18 kg/m ²
• Spesi 1 cm	: 0,01 x 2100	= 21 kg/m ²
• Tegel (keramik)	: 0,01 x 2400	= 24 kg/m ²
• AC dan perpipaan		= 40 kg/m ² +
		DL = 391 kg/m ²
Beban hidup (lantai perkantoran)		LL = 250 kg/m ² +

2. Pembebanan pada atap

Beban mati :

• Berat sendiri	: 0.12 x 2400	= 288 kg/m ²
• Plafon + penggantung		= 18 kg/m ²
• Aspal (1 cm)	: 0,01 x 1400	= 14 kg/m ²
• Pasir (1 cm)	: 0,01 x 1600	= 16 kg/m ²
• AC dan perpipaan		= 40 kg/m ² +
		DL = 376 kg/m ²

Beban hidup :

• Beban terbagi rata		LL = 144 kg/m ²
----------------------	--	----------------------------

4.5.2. Perhitungan Beban Equivalen

Dalam SAP2000 telah tersedia fasilitas untuk memasukkan beban ekuivalen (segitiga dan trapesium), yaitu dengan menggunakan perintah *assign frame static load trapezoidal*.

4.6. Perhitungan Beban Lateral Akibat Gempa

4.6.1. Perhitungan berat total bangunan

Pada permodelan struktur 1

1. Berat lantai 7 (atap)

Beban Mati

• Pelat	: (24 x 30 – 2 x 6 x 6) x 376	= 243.648 kg
• Balok melintang	: (0,5 x 0,7 x 24) x 6 x 2400	= 120.960 kg

• Balok memanjang	: $(0,5 \times 0,7 \times 30) \times 5 \times 2400$	= 126.000 kg
• Balok lift	: $(0,3 \times 0,5 \times 6) \times 4 \times 2400$	= 8.640 kg
• Kolom	: $(0,65 \times 0,65 \times 4) \times 30 \times 2400$	= 121.680 kg
	WD	= 620.928 kg

Beban Hidup (faktor reduksi yang digunakan adalah sebesar 0,3)

• Beban merata	: $(24 \times 30 - 2 \times 6 \times 6) \times 144 \times 0,3$	= 27.993,6 kg +
	WL	= 27.993,6 kg

$$W_{\text{atap}} = WD + WL$$

$$= 620.928 + 27.993,6 = 648.921,6 \text{ kg}$$

2. Berat lantai 1-6

Beban Mati

• Pelat	: $(24 \times 30 - 2 \times 6 \times 6) \times 391$	= 253.368 kg
• Balok melintang	: $(0,5 \times 0,7 \times 24) \times 6 \times 2400$	= 120.960 kg
• Balok memanjang	: $(0,5 \times 0,7 \times 30) \times 5 \times 2400$	= 126.000 kg
• Balok lift	: $(0,3 \times 0,5 \times 6) \times 4 \times 2400$	= 8.640 kg
• Kolom	: $(0,65 \times 0,65 \times 4) \times 30 \times 2400$	= 121.680 kg
• Tangga (asumsi)		= 13.000 kg
	WD	= 643.648 kg

Beban Hidup (faktor reduksi yang digunakan adalah sebesar 0,3)

• Beban merata	: $(24 \times 30 - 2 \times 6 \times 6) \times 250 \times 0,3$	= 48.600 kg +
	WL	= 48.600 kg

$$W_{\text{lantai}} = WD + WL$$

$$= 643.648 + 48.600 = 692.248 \text{ kg}$$

Pada struktur yang lain perhitungan berat total bangunan disajikan dalam Tabel 4.2 yaitu sebagai berikut :

Tabel 4.2. Berat total bangunan pada struktur 1-5

Struktur	Lantai 1-6 (kg)		Lantai 7/Atap (kg)		W _{lantai} (kg)	W _{atap(kg)}	W _{total(kg)}
	WD	WL	WD	WL			
1	643,648	48,600	620,928	27,994	692,248	648,922	4,802,410
2	683,968	48,600	661,248	27,994	732,568	689,242	5,084,650
3	730,048	48,600	707,328	27,994	778,648	735,322	5,407,210
4	756,544	48,600	733,824	27,994	805,144	761,818	5,592,682
5	832,396	48,600	809,676	27,994	880,996	837,670	6,123,646

4.6.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar

Taksiran Waktu Getar Alami T, secara empiris

Rumusan empiris pakai Method A dari UBC Section 1630.2.2

Tinggi gedung $h_n = 28$ m

$C_t = 0,0731$

$T = C_t (h_n)^{3/4} = 0,0731 (28)^{3/4} = 0,88$ det

Kontrol pembatasan T sesuai Ps.5.6

$\xi = 0,15$
 $n = 7$

$T = \xi \times n = 0,15 \times 7 = 1,05$ det > Tempiris = 0,88 det → OK

Perhitungan V

V dihitung dengan rumus SNI 1726.

SRPMK sesuai SNI 1726. Tabel 3 : R = 8,5

WG 6
 Tanah lunak
 T1 = 0,88

Berdasarkan gambar 2 SNI 1726, diperoleh $C_1 = 0,95$

I sesuai SNI 1726 Tabel 1 → I = 1

Diperoleh :

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{C_1}{R} W_t = \frac{0,95 \times 1}{8,5} (648.922 + 6 \times 692.248) \\
 &= 536.739,9 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Penyebaran Gaya Geser

Setelah diperoleh gaya geser dasar, selanjutnya gaya geser dasar tersebut harus didistribusikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik

ekivalen. Penyebaran gaya lateral dilakukan sesuai SNI 03-1726-2002 dengan rumus sebagai berikut ini :

$$F_{i,y} = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$$

$$F_{i,x} = 0,3 \times F_{i,y}$$

Tabel 4.3. Penyebaran gaya geser struktur model 1

Lantai	hi	Wi	Wi . Hi	V	Fi,y	Fi,y/5	Vi
		(kg)	(kgm)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Atap	28	648,922	18,169,805	536,739.9	127,786.1	25,557.2	408,225.5
6	24	692,248	16,613,952	536,739.9	116,843.9	23,368.8	431,594.3
5	20	692,248	13,844,960	536,739.9	97,370.0	19,474.0	451,068.3
4	16	692,248	11,075,968	536,739.9	77,896.0	15,579.2	466,647.5
3	12	692,248	8,306,976	536,739.9	58,422.0	11,684.4	478,331.9
2	8	692,248	5,537,984	536,739.9	38,948.0	7,789.6	486,121.5
1	4	692,248	2,768,992	536,739.9	19,473.99	3,894.8	490,016.3
Total		4,802,410	76,318,637		536,739.9	107,348.0	

Tabel 4.4. Penyebaran gaya geser struktur model 2

Lantai	hi	Wi	Wi . Hi	V	Fi,y	Fi,y/5	Vi
		(kg)	(kgm)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Atap	28	689,242	19,298,765	568,284.4	135,674.6	27,134.9	366,232.4
6	24	732,568	17,581,632	568,284.4	123,602.8	24,720.6	390,953.0
5	20	732,568	14,651,360	568,284.4	103,002.3	20,600.5	411,553.4
4	16	732,568	11,721,088	568,284.4	82,401.9	16,480.4	428,033.8
3	12	732,568	8,790,816	568,284.4	61,801.4	12,360.3	440,394.1
2	8	732,568	5,860,544	568,284.4	41,200.9	8,240.2	448,634.3
1	4	732,568	2,930,272	568,284.4	20,600.5	4,120.1	452,754.4
Total		5,084,650	80,834,477		568,284.4	113,656.9	

Tabel 4.5. Penyebaran gaya geser struktur model 3

Lantai	hi	Wi	Wi . Hi	V	Fi,y	Fi,y/5	Vi
		(kg)	(kgm)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Atap	28	735,322	20,589,005	604,335.2	144,689.8	28,938.0	567,779.5
6	24	778,648	18,687,552	604,335.2	131,327.3	26,265.5	594,045.0
5	20	778,648	15,572,960	604,335.2	109,439.4	21,887.9	615,932.9

4	16	778,648	12,458,368	604,335.2	87,551.5	17,510.3	633,443.2
3	12	778,648	9,343,776	604,335.2	65,663.6	13,132.7	646,575.9
2	8	778,648	6,229,184	604,335.2	43,775.8	8,755.2	655,331.0
1	4	778,648	3,114,592	604,335.2	21,887.9	4,377.6	659,708.6
Total		5,407,210	85,995,437		604,335.2	120,867.0	

Tabel 4.6. Penyebaran gaya geser struktur model 4

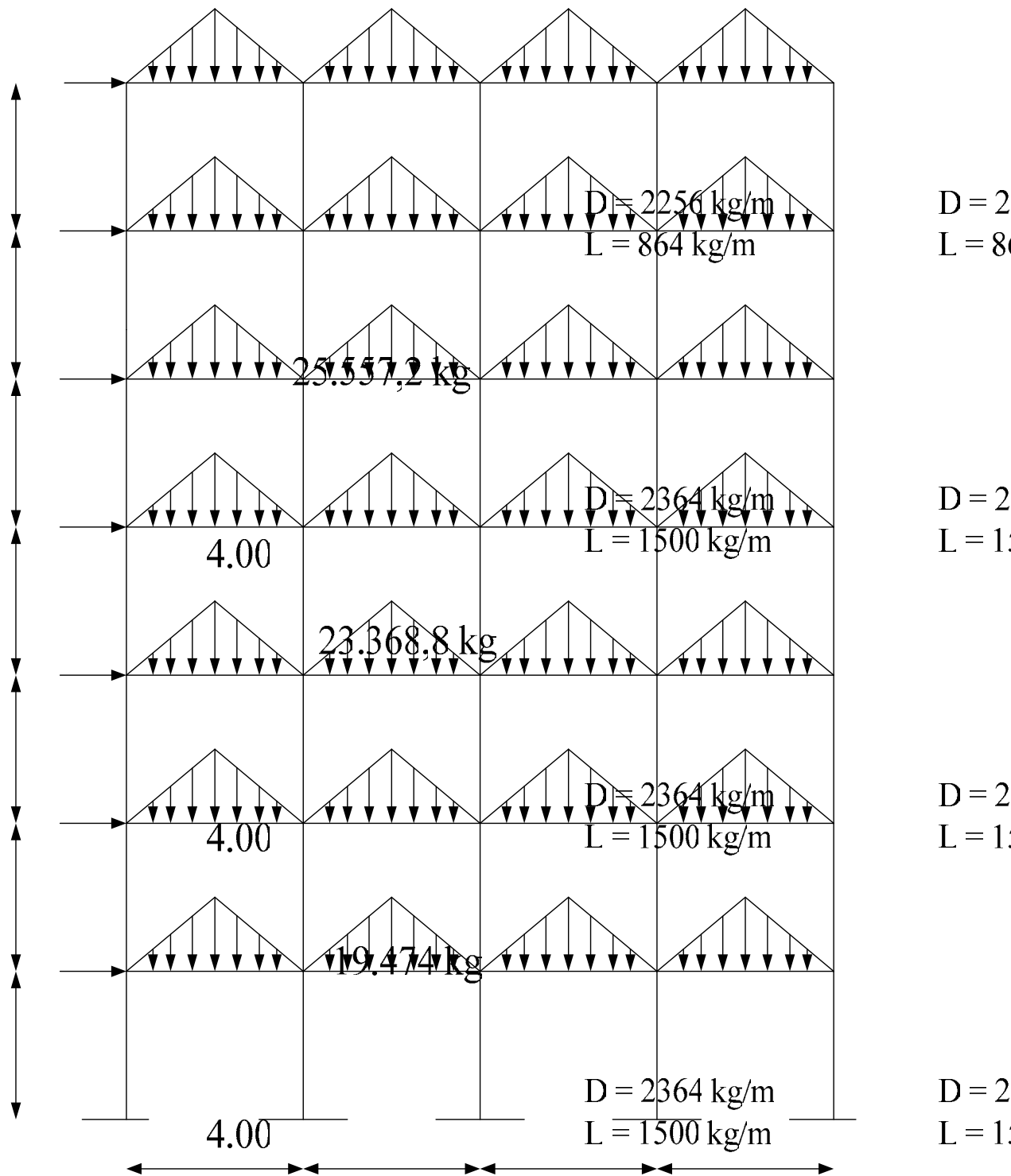
Lantai	hi	Wi	Wi . Hi	V	Fi,y	Fi,y/5	Vi
		(kg)	(kgm)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Atap	28	761,818	21,330,893	625,064.4	149,873.4	29,974.7	394,921.7
6	24	805,144	19,323,456	625,064.4	135,768.9	27,153.8	422,075.5
5	20	805,144	16,102,880	625,064.4	113,140.7	22,628.1	444,703.6
4	16	805,144	12,882,304	625,064.4	90,512.6	18,102.5	462,806.2
3	12	805,144	9,661,728	625,064.4	67,884.4	13,576.9	476,383.0
2	8	805,144	6,441,152	625,064.4	45,256.3	9,051.3	485,434.3
1	4	805,144	3,220,576	625,064.4	22,628.1	4,525.6	489,959.9
Total		5,592,682	88,962,989		625,064.4	125,012.9	

Tabel 4.7. Penyebaran gaya geser struktur model 5

Lantai	hi	Wi	Wi . Hi	V	Fi,y	Fi,y/5	Vi
		(kg)	(kgm)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Atap	28	837,670	23,454,749	684,407.4	164,712.4	32,942.5	386,020.9
6	24	880,996	21,143,904	684,407.4	148,484.3	29,696.9	415,717.8
5	20	880,996	17,619,920	684,407.4	123,736.9	24,747.4	440,465.2
4	16	880,996	14,095,936	684,407.4	98,989.5	19,797.9	460,263.1
3	12	880,996	10,571,952	684,407.4	74,242.2	14,848.4	475,111.5
2	8	880,996	7,047,968	684,407.4	49,494.8	9,899.0	485,010.5
1	4	880,996	3,523,984	684,407.4	24,747.4	4,949.5	489,959.9
Total		6,123,646	97,458,413		684,407.4	136,881.5	

Perlu diketahui, di puncak gedung tidak beban horizontal gempa terpusat karena ratio

$$\frac{\text{tinggi total gedung}}{\text{panjang denah gedung}} = \frac{28}{30} = 0,93 < 3 \text{ (Psl. 6.1.4)}$$



Gambar 4.4. Pemberian beban ekuivalen dan beban gempa pada struktur model 1

4.00

D = 2364 kg/m
L = 1500 kg/m

D = 2
L = 1

4.7. Analisis terhadap T Rayleigh

Besarnya T yang dihitung sebelumnya memakai cara-cara empiris, harus dibandingkan dengan T_{Rayleigh} , dengan rumus :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \times d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \times d_i}}$$

Besarnya T yang dihitung sebelumnya, sesuai Ps. 6.2.2 tidak boleh menyimpang lebih dari 20 % hasil T_{Rayleigh}

Berdasarkan formula diatas, didapatkan harga T_i seperti dalam tabel :

Tabel 4.8. Perhitungan T_i menurut rumus Rayleigh

Lantai	hx	Wi	F	di	Wi . di ²	F di
ke-	(m)	(kg)	(kg)	(mm)	(t mm ²)	(t mm)
7	28	648.922	127.786,1	44,97	1.312.314,74	5.746,54
6	24	692.248	116.843,9	42,32	1.239.803,98	4.944,84
5	20	692.248	97.370,0	37,68	982.841,53	3.668,90
4	16	692.248	77.896,0	31,32	679.055,41	2.439,70
3	12	692.248	58.422,0	23,60	385.554,45	1.378,76
2	8	692.248	38.948,0	14,93	154.305,47	581,49
1	4	692.248	19.474,0	6,03	25.170,76	117,43
					4.779.046,34	18.877,66

$$T_i = 6,3 \times \sqrt{\frac{4.779.046,34}{9810 \times 18.877,66}} = 1,012 \text{ detik}$$

Nilai T yang diijinkan = $0,98 - 20\% \times 1,012 = 0,810$ dt

Karena $T_1 = 0,88 > T_{\text{Rayleigh}} = 0,810$, maka T_1 hasil empiris yang dihitung di atas memenuhi ketentuan Ps. 6.2

4.8. Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Kinerja Batas Ultimit (Δ_M)

Perhitungan akibat gempa yang dilakukan sebelumnya perlu dikontrol terhadap Kinerja Batas Ultimitnya. Didalam SNI – 03 – 1726 – 2002 (8.2) disebutkan bahwa batasan ini dilakukan agar mencegah terjadinya benturan berbahaya antar gedung.

Menurut PS. 8.1.2, untuk memenuhi Kinerja Batas Layan, jika drift Δ_s antar tingkat tidak boleh lebih besar dari $\frac{0,03}{R} \times h_i = \frac{0,03}{8,5} \times 4.000 = 14,12 \text{ mm}$ atau 30 mm.

Selanjutnya Ps. 8.2.1. membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan membawa korban jiwa manusia dengan membatasi nilai drift Δ_M antar tingkat tidak boleh melampaui $0,02 \times$ tinggi tingkat yang bersangkutan.

Tabel. 4.9. Analisa Δ_s akibat gempa pada struktur model 1

Lantai	hx	Δ_s	drift Δ_s	Syarat	Keterangan
			antar tingkat	drift Δ_s	
	(m)		(mm)	(mm)	
7	28	44,97	2,65	14,12	OK
6	24	42,32	4,64	14,12	OK
5	20	37,68	6,36	14,12	OK
4	16	31,32	7,72	14,12	OK
3	12	23,60	8,67	14,12	OK
2	8	14,93	8,90	14,12	OK
1	4	6,03	6,03	14,12	OK

Lantai	hx	drift Δ_s	drift Δ_M	Syarat	Keterangan
		antar tingkat	antar tingkat	drift Δ_M	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
7	28	2,65	15,77	80	OK
6	24	4,64	27,61	80	OK
5	20	6,36	37,84	80	OK
4	16	7,72	45,93	80	OK
3	12	8,67	51,59	80	OK
2	8	8,90	52,96	80	OK
1	4	6,03	35,88	80	OK

Tabel. 4.10. Analisa Δs akibat gempa pada struktur model 2

Lantai	h_x	Δs	drift Δs	Syarat	Keterangan
			antar tingkat	drift Δs	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
7	28	38.77	2.42	14.12	OK
6	24	36.35	4.12	14.12	OK
5	20	32.23	5.62	14.12	OK
4	16	26.61	6.83	14.12	OK
3	12	19.78	7.60	14.12	OK
2	8	12.18	7.56	14.12	OK
1	4	4.62	4.62	14.12	OK

Lantai	h_x	drift Δs	drift Δ_M	Syarat	Keterangan
		antar tingkat	antar tingkat	drift Δ_M	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
7	28	2.42	14.40	80	OK
6	24	4.12	24.51	80	OK
5	20	5.62	33.44	80	OK
4	16	6.83	40.64	80	OK
3	12	7.60	45.22	80	OK
2	8	7.56	44.98	80	OK
1	4	4.62	27.49	80	OK

Tabel. 4.11. Analisa Δs akibat gempa pada struktur model 3

Lantai	h_x	Δs	drift Δs	Syarat	Keterangan
			antar tingkat	drift Δs	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
7	28	35.77	2.42	14.12	OK
6	24	33.35	3.94	14.12	OK
5	20	29.41	5.33	14.12	OK
4	16	24.08	6.43	14.12	OK
3	12	17.65	7.07	14.12	OK
2	8	10.58	6.78	14.12	OK
1	4	3.80	3.80	14.12	OK

Lantai	hx	drift Δ_s	drift Δ_M	Syarat	Keterangan
		antar tingkat	antar tingkat	drift Δ_M	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
7	28	2.42	14.40	80	OK
6	24	3.94	23.44	80	OK
5	20	5.33	31.71	80	OK
4	16	6.43	38.26	80	OK
3	12	7.07	42.07	80	OK
2	8	6.78	40.34	80	OK
1	4	3.80	22.61	80	OK

Tabel. 4.12. Analisa Δ_s akibat gempa pada struktur model 4

Lantai	hx	Δ_s	drift Δ_s	Syarat	Keterangan
			antar tingkat	drift Δ_s	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
7	28	36.59	2.14	14.12	OK
6	24	34.45	3.74	14.12	OK
5	20	30.71	5.06	14.12	OK
4	16	25.65	6.11	14.12	OK
3	12	19.54	6.84	14.12	OK
2	8	12.70	7.17	14.12	OK
1	4	5.53	5.53	14.12	OK

Lantai	hx	drift Δ_s	drift Δ_M	Syarat	Keterangan
		antar tingkat	antar tingkat	drift Δ_M	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
7	28	2.14	12.73	80	OK
6	24	3.74	22.25	80	OK
5	20	5.06	30.11	80	OK
4	16	6.11	36.35	80	OK
3	12	6.84	40.70	80	OK
2	8	7.17	42.66	80	OK
1	4	5.53	32.90	80	OK

Tabel. 4.13. Analisa Δs akibat gempa pada struktur model 5

Lantai	hx	Δs	drift Δs antar tingkat	Syarat drift Δs	Keterangan
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
7	28	34.74	2.06	14.12	OK
6	24	32.68	3.54	14.12	OK
5	20	29.14	4.76	14.12	OK
4	16	24.38	5.72	14.12	OK
3	12	18.66	6.41	14.12	OK
2	8	12.25	6.74	14.12	OK
1	4	5.51	5.51	14.12	OK

Lantai	hx	drift Δs antar tingkat	drift Δ_M antar tingkat	Syarat drift Δ_M	Keterangan
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
7	28	2.06	12.26	80	OK
6	24	3.54	21.06	80	OK
5	20	4.76	28.32	80	OK
4	16	5.72	34.03	80	OK
3	12	6.41	38.14	80	OK
2	8	6.74	40.10	80	OK
1	4	5.51	32.78	80	OK

4.9. Analisa Gaya – Gaya Dalam (Analisa Linier)

Setelah semua beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasinya didapatkan, maka perhitungan untuk memperoleh gaya-gaya dalam komponen struktur dapat dilanjutkan. Untuk proses perhitungan ini, digunakan program bantu SAP2000.

Pemodelan yang digunakan untuk SAP2000 adalah struktur rangka akan dimodelkan sebagai *frame* dan akan digunakan pula fasilitas *end-offset* untuk menunjukkan efek penampang dan mendapatkan nilai momen muka kolom pada perhitungan tulangan balok. Analisa yang digunakan adalah analisa linier. Sedangkan untuk menghasilkan gaya-gaya dalam yang paling dominan maka beban-beban yang

bekerja dikombinasikan sesuai dengan kombinasi yang diberikan pada SNI 03-2847-2002, ps1.11.2 yaitu:

1. $U = 1,4 D$
2. $U = 1,2 D + 1,6 L$
3. $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
4. $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

4.10. Perhitungan Penulangan

4.10.1. Penulangan Lentur Balok

Metode perhitungan penulangan lentur balok berdasarkan pada SNI 03-2847-2002, dimana gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur diperoleh dari hasil analisa menggunakan program SAP 2000. Berdasarkan dari perhitungan SAP 2000 maka didapatkan Momen ultimate (M_u) balok yang akan digunakan untuk menghitung tulangan lentur yang dibutuhkan. Adapun rekapitulasi momen ultimate untuk seluruh model struktur adalah sebagai berikut :

- Struktur 1

Tabel 4.14. Momen Ultimate (M_u) Balok Struktur 1 [Error! Not a valid link.](#)

Lantai	Momen Ultimate (kNm)					
	Bentang Tepi			Bentang Tengah		
	Tumpuan		Lapangan	Tumpuan		Lapangan
	Negatif	Positif		Negatif	Positif	
Atap	-110.15	80.74	63.81	-149.35	71.63	61.51
6	-202.54	105.45	102.26	-254.95	112.46	113.60
5	-299.09	180.50	167.04	-339.83	182.83	159.91
4	-382.52	271.65	219.85	-412.09	253.95	199.54
3	-449.94	345.43	262.62	-466.31	306.46	228.61
2	-496.91	395.27	291,20	-497.33	336.12	244,95
1	-480.99	385.22	286.85	-461.91	296.95	222.16

- Struktur 2

Tabel 4.15. Momen Ultimate (M_u) Balok Struktur 2

Lantai	Momen Ultimate (kNm)					
	Bentang Tepi			Bentang Tengah		
	Tumpuan		Lapangan	Tumpuan		Lapangan
	Negatif	Positif		Negatif	Positif	
Atap	-130.24	18.18	66.65	-163.83	28.91	67.64
6	-221.93	78.30	105.15	-267.09	109.06	119.25
5	-319.53	185.12	167.08	-356.03	197.03	168.36
4	-405.34	275.98	219.14	-433.00	273.57	211.19
3	-472.60	347.35	260.06	-489.82	329.55	242.39
2	-511.60	388.23	283.40	-516.00	355.19	256.65
1	-469.85	348.13	261.28	-459.88	297.26	223.77

- Struktur 3Tabel 4.16. Momen Ultimate (M_u) Balok Struktur 3

Lantai	Momen Ultimate (kNm)					
	Bentang Tepi			Bentang Tengah		
	Tumpuan		Lapangan	Tumpuan		Lapangan
	Negatif	Positif		Negatif	Positif	
Atap	-153.49	34.39	74.19	-182.59	45.80	76.70
6	-243.04	93.38	112.29	-282.06	122.74	126.63
5	-340.27	196.85	171.68	-373.02	212.98	177.07
4	-427.27	287.32	223.18	-452.84	292.68	221.74
3	-492.56	355.27	261.86	-509.68	349.10	253.29
2	-520.55	384.42	278.46	-527.15	366.39	262.94
1	-454.16	317.45	240.78	-450.05	288.28	218.92

- Struktur 4

Tabel 4.17. Momen Ultimate (M_u) Balok Struktur 4

Lantai	Momen Ultimate (kNm)					
	Bentang Tepi			Bentang Tengah		
	Tumpuan		Lapangan	Tumpuan		Lapangan
	Negatif	Positif		Negatif	Positif	
Atap	-85.81	9.48	80.93	-164.25	36.91	85.11
6	-193.17	83.69	127.00	-294.68	137.31	146.55
5	-309.02	225.65	212.33	-391.62	229.67	197.33
4	-409.30	342.46	281.47	-472.86	306.50	239.44
3	-493.65	439.48	338.65	-533.79	361.68	269.12
2	-561.72	513.39	381.38	-572.00	393.90	285.87
1	-579.24	544.65	401.92	-550.97	360.28	264.26

- Struktur 5

Tabel 4.18. Momen Ultimate (M_u) Balok Struktur 5

Lantai	Momen Ultimate (kNm)					
	Bentang Tepi			Bentang Tengah		
	Tumpuan		Lapangan	Tumpuan		Lapangan
	Negatif	Positif		Negatif	Positif	
Atap	-63.03	13.90	96.99	-172.46	59.57	108.59
6	-178.67	98.23	149.13	-317.86	169.76	174.38
5	-306.00	261.41	248.50	-422.84	267.11	227.29
4	-417.03	396.33	329.41	-510.37	346.63	270.12
3	-512.58	509.26	396.55	-576.02	401.94	298.86
2	-594.00	598.33	448.17	-617.80	431.83	313.01
1	-632.46	653.61	482.86	-603.79	395.64	287.85

Penulangan lentur balok pada struktur akan dibagi menjadi 2 bagian yaitu lantai 1-4 dan lantai 5 – atap. Hal ini dikarenakan nilai momen pada tiap bagian tidak jauh berbeda. Sedangkan untuk perhitungan tulangan dipakai metode perhitungan tulangan tunggal. Permodelan penampang untuk penulangan daerah lapangan digunakan balok T sedangkan untuk penulangan daerah tumpuan digunakan balok persegi. Sebagai contoh dari perhitungan maka akan dilakukan perhitungan tulangan lentur pada Struktur 5 lantai 2, bentang tepi.

Data – data yang digunakan untuk penulangan balok melintang lantai 2 :

- Tinggi Balok = 95 cm
- Lebar Balok = 65 cm
- Diameter tulangan utama = D 25 mm ($A_s = 490.625 \text{ mm}^2$)
- Diameter tulangan sengkang = \varnothing 12 mm ($A_s = 113.04 \text{ mm}^2$)
- Decking = 95 mm
- $d' = 95 + 12 + 25 / 2 = 119.5 \text{ mm}$
- $d = 950 - d' = 830.5 \text{ mm}$

Beberapa persyaratan yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur, seperti yang disyaratkan dalam SNI 03-2847-2002 ps. 23.3.1, adalah :

Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi **0,1.A_g.f_c'**

1. Bentang bersih minimum balok = $600 > 4d = 4 \times 83.05 = 332.2 \text{ cm} \dots \text{OK}$
2. Perbandingan Lebar / tinggi balok = $65 / 95 = 0.68 > 0.3 \dots \text{OK}$
3. a. Lebar = $650 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \dots \text{OK}$
 b. Lebar = $65 \text{ cm} < \text{lebar komponen pendukung} + (\frac{3}{4} \times \text{tinggi balok})$
 $< 65 + (\frac{3}{4} \times 95) = 136.25 \text{ cm} \dots \text{OK}$

Selain itu, sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 03-2847-2002 ps. 12.5.1 luasan tulangan sepanjang balok tidak boleh kurang dari :

$$- A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4.f_y} b_w . d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} \times 650 \times 830.5 = 1847.96 \text{ mm}^2$$

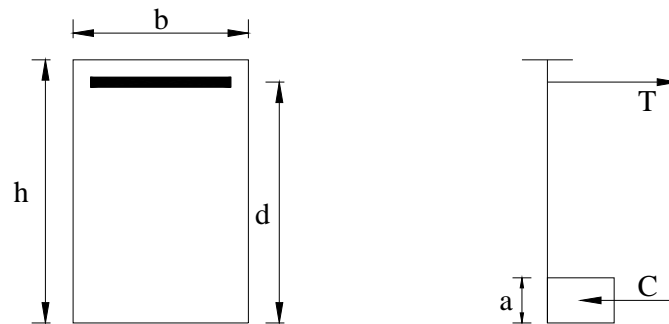
$$- A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} b_w . d = \frac{1,4}{400} \times 650 \times 830.5 = .39 \text{ mm}^2$$

Nilai-nilai kebutuhan rasio penulangan yang tetap berdasarkan mutu bahan yang digunakan :

- $\beta_1 = 0.85 \dots \dots \dots f_c' < 30 \text{ Mpa}$
- $\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85.f_c'.\beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$
 $= \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$
- $\rho_{\text{maks}} = 0.75 . \rho_{\text{balance}} = 0.75 \times 0.0325 = 0.0244.$

$$\begin{aligned}
 - \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = 0.0035 \\
 - m &= \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0.85 \cdot 30} = 15.686
 \end{aligned}$$

Penulangan tumpuan balok induk



Gambar 4.5. Blok regangan ekuivalen yang diasumsikan

$$M_u = 65,360.37 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.8} = \frac{65,360.37}{0.8} = 81,700.71 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b x d^2} = \frac{81,700.71 \times 10^4}{650 \times 830.5^2} = 1.82$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.82 \times 15,686}{400}} \right) = 0.0047$$

SYARAT ρ pakai :

$$- \rho > \rho_{\min}, \text{ maka } \rho \text{ pakai yaitu } \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0047$$

Perhitungan kebutuhan tulangan tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0.0047 \times 650 \times 830.5 = 2,554.17 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pasang } 6 \text{ D } 25 = 2,943.75 \text{ mm}^2$$

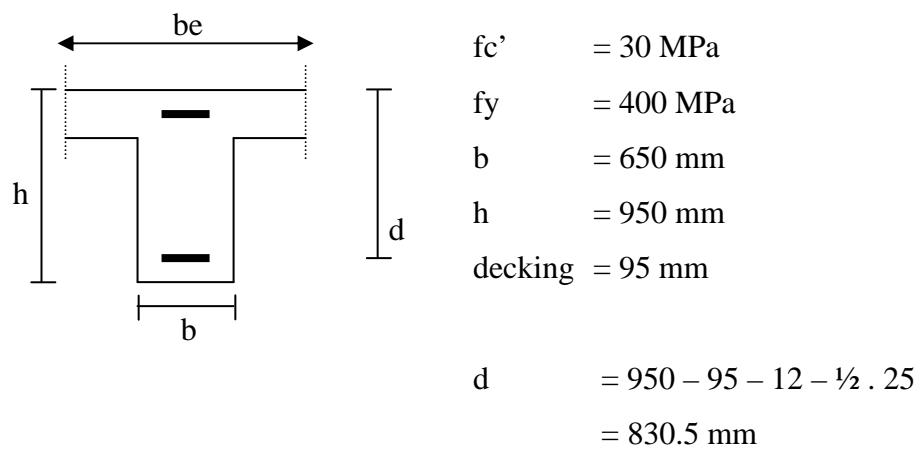
Perhitungan kapasitas penampang

$$A_s (\text{aktual}) = 6 \text{ D } 25 = 2,943.75 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \\ &= \frac{2,943.75 \times 400}{0.85 \times 30 \times 650} \\ &= 71.04 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.8 \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.8 \times 2,943.75 \times 400 \left(830.5 - \frac{71.04}{2} \right) \\ &= 74,887.08 \text{ kgm} > M_u = 65,360.37 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Penulangan lapangan balok induk (balok T)



Gambar 4.6. Balok T

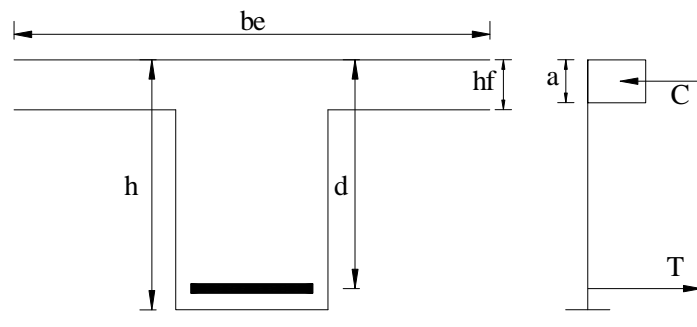
Lebar efektif flens → SNI 03-2847-2002 ps 10.10.2

$$be_1 \leq \frac{1}{4} b_s = 1,500 \text{ mm}$$

$$be_2 \leq b_w + 8t = 650 + (8 \times 120) = 1,610 \text{ mm}$$

$$be_3 \leq b_w + \frac{1}{2} l_n = 650 + \frac{1}{2} 5350 = 3,325 \text{ mm}$$

Jadi diambil $be = 1500 \text{ mm}$



Mencari harga a :

$$C = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e$$

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$\text{dimana } C = T$$

$$M_{n_{\text{perlu}}} = C \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,85 \times 30 \times a \times 1500 \times \left(830,5 - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-3} \text{ Nm} = 482,864,2 \text{ Nm}$$

$$= 38,25 a \times \left(830,5 - \frac{a}{2}\right) = 482,864,2 \text{ Nm}$$

$$\rightarrow 19,125 a^2 - 31,766,625 a + 482,864,2 = 0$$

$$\text{didapat : } a_1 = 1,645,6 \text{ mm}$$

$$a_2 = 15,342 \text{ mm} \rightarrow \text{dipakai terkecil}$$

Karena $a = 15,342 \text{ mm} < hf = 120 \text{ mm}$, maka berlaku perilaku penampang persegi:

$$M_u = 48,286,42 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{48,286,42}{0,8} = 60,358,03 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b x d^2} = \frac{60,358,03 \times 10^4}{650 \times 830,5^2} = 1,35$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}}\right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,35 \times 15,686}{400}}\right) = 0,0035$$

SYARAT ρ pakai :

- $\rho \geq \rho_{\min}$, maka ρ pakai yaitu ρ_{perlu}

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

Perhitungan kebutuhan tulangan tarik

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \times 650 \times 830,5 = 1,889.39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Pasang 4 D 25} = 1,962.5 \text{ mm}^2$$

Perhitungan kapasitas penampang

$$A_s (\text{aktual}) = 4 \text{ D } 25 = 1,962.5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \\ &= \frac{1,962.5 \times 400}{0.85 \times 30 \times 650} \\ &= 47.36 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.8 \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.8 \times 1,962.5 \times 400 \left(830.5 - \frac{47.36}{2} \right) \\ &= 50,668.28 \text{ kgm} > M_u = 48,286.42 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk rekapitulasi perhitungan tulangan balok untuk seluruh portal adalah sebagai berikut :

- Struktur 1**a. Bentang Tepi**

Tabel 4.19. Penulangan Balok Lentur Bentang Tepi Struktur 1 [Error! Not a valid link.](#)

Lantai	Daerah	M_u	A_s perlu	A_s pakai					ΦM_n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	180.50	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32
	Tumpuan Negatif	299.09	1,610.85	4	D	25	=	1,962.50	360.92
	Lapangan	167.96	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32
1 s/d 4	Tumpuan Positif	395.27	2,160.97	5	D	25	=	2,453.13	445.11
	Tumpuan Negatif	496.91	2,762.22	6	D	25	=	2,943.75	526.88
	Lapangan	292.12	1,571.63	4	D	25	=	1,962.50	360.92

b. Bentang Tengah

Tabel 4.20. Penulangan Balok Lentur Bentang Tengah Struktur 1 [Error! Not a valid link.](#)

Lantai	Daerah	M_u	A_s perlu	A_s pakai					ΦM_n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	182.83	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32
	Tumpuan Negatif	339.83	1,841.73	4	D	25	=	1,962.50	360.92
	Lapangan	160.84	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32
1 s/d 4	Tumpuan Positif	336.12	1,820.58	4	D	25	=	1,962.50	360.92
	Tumpuan Negatif	497.33	2,764.73	6	D	25	=	2,943.75	526.88
	Lapangan	245.87	1,313.64	3	D	25	=	1,471.88	274.32

- Struktur 2

a. Bentang Tepi

Tabel 4.21. Penulangan Balok Lentur Bentang Tepi Struktur 2 [Error! Not a valid link.](#)

Lantai	Daerah	M_u	A_s perlu	A_s pakai					ΦM_n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	185.12	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32
	Tumpuan Negatif	319.53	1,726.28	4	D	25	=	1,962.50	360.92
	Lapangan	167.08	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32
1 s/d 4	Tumpuan Positif	388.23	2,120.09	5	D	25	=	2,453.13	445.11
	Tumpuan Negatif	511.60	2,850.95	6	D	25	=	2,943.75	526.88
	Lapangan	283.40	1,522.68	4	D	25	=	1,962.50	360.92

b. Bentang Tengah

Tabel 4.22. Penulangan Balok Lentur Bentang Tengah Struktur 2 [Error! Not a valid link.](#)

Lantai	Daerah	M _u	A _s perlu	A _s pakai					ΦM _n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	197.03	1,045.16	3	D	25	=	1,471.88	274.32
	Tumpuan Negatif	356.03	1,934.43	4	D	25	=	1,962.50	360.92
	Lapangan	168.36	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32
1 s/d 4	Tumpuan Positif	355.19	1,929.61	4	D	25	=	1,962.50	360.92
	Tumpuan Negatif	516.00	2,877.62	6	D	25	=	2,943.75	526.88
	Lapangan	256.65	1,373.45	3	D	25	=	1,471.88	274.32

- Struktur 3

a. Bentang Tepi

Tabel 4.23. Penulangan Balok Lentur Bentang Tepi Struktur 3

Lantai	Daerah	M _u	A _s perlu	A _s pakai					ΦM _n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	196.85	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32
	Tumpuan Negatif	340.27	1,844.24	4	D	25	=	1,962.50	360.92
	Lapangan	171.68	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32
1 s/d 4	Tumpuan Positif	384.42	2,098.04	5	D	25	=	2,453.13	445.11
	Tumpuan Negatif	520.55	2,905.21	7	D	25	=	2,943.75	526.88
	Lapangan	278.46	1,495.06	4	D	25	=	1,962.50	360.92

b. Bentang Tengah

Tabel 4.24. Penulangan Balok Lentur Bentang Tengah Struktur 3 [Error! Not a valid link.](#)

Lantai	Daerah	M _u	A _s perlu	A _s pakai					ΦM _n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	212.98	1,132.39	3	D	25	=	1,471.88	274.32
	Tumpuan Negatif	373.02	2,032.16	5	D	25	=	2,453.13	445.11
	Lapangan	177.07	1,059.63	3	D	25	=	1,471.88	274.32

1 s/d 4	Tumpuan Positif	366.39	1,993.92	5	D	25	=	2,453.13	445.11
	Tumpuan Negatif	527.15	2,945.37	7	D	25	=	3,434.38	606.24
	Lapangan	262.94	1,408.42	3	D	25	=	1,471.88	274.32

- Struktur 4

a. Bentang Tepi

Tabel 4.25. Penulangan Balok Lentur Bentang Tepi Struktur 4

Lantai	Daerah	M _u	A _s perlu	A _s pakai					ΦM _n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	225.65	1,555.05	4	D	25	=	1,962.50	448.92
	Tumpuan Negatif	309.02	1,555.05	4	D	25	=	1,962.50	448.92
	Lapangan	212.33	1,555.05	4	D	25	=	1,962.50	448.92
1 s/d 4	Tumpuan Positif	544.65	2,400.17	5	D	25	=	2,453.13	556.12
	Tumpuan Negatif	579.24	2,560.18	6	D	25	=	2,943.75	661.30
	Lapangan	401.92	1,750.24	4	D	25	=	1,962.50	448.92

b. Bentang Tengah

Tabel 4.26. Penulangan Balok Lentur Bentang Tengah Struktur 4

Lantai	Daerah	M _u	A _s perlu	A _s pakai					ΦM _n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	229.67	1,555.05	4	D	25	=	1,962.50	448.92
	Tumpuan Negatif	391.62	1,703.95	4	D	25	=	1,962.50	448.92
	Lapangan	197.33	1,555.05	4	D	25	=	1,962.50	448.92
1 s/d 4	Tumpuan Positif	393.90	1,714.16	4	D	25	=	1,962.50	448.92
	Tumpuan Negatif	572.00	2,526.58	6	D	25	=	2,943.75	661.30
	Lapangan	285.87	1,555.05	4	D	25	=	1,962.50	448.92

- Struktur 5

a. Bentang Tepi

Tabel 4.27. Penulangan Balok Lentur Bentang Tepi Struktur 5

Lantai	Daerah	M _u	A _s perlu	A _s pakai					ΦM _n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	261.41	1,889.39	4	D	25	=	1,962.50	506.68
	Tumpuan Negatif	306.00	1,889.39	4	D	25	=	1,962.50	506.68

	Lapangan	248.50	1,889.39	4	D	25	=	1,962.50	506.68
1 s/d 4	Tumpuan Positif	653.61	2,554.17	6	D	25	=	2,943.75	748.87
	Tumpuan Negatif	632.46	2,468.33	6	D	25	=	2,943.75	748.87
	Lapangan	482.86	1,867.59	4	D	25	=	1,962.50	506.68

b. Bentang Tengah

Tabel 4.28. Penulangan Balok Lentur Bentang Tengah Struktur

Lantai	Daerah	M _u	A _s perlu	A _s pakai					ΦM _n
		(kNm)	(mm ²)	(mm ²)					(kNm)
5 s/d atap	Tumpuan Positif	267.11	1,889.39	4	D	25	=	1,962.50	502.22
	Tumpuan Negatif	422.84	1,889.39	4	D	25	=	1,962.50	502.22
	Lapangan	227.29	1,889.39	4	D	25	=	1,962.50	502.22
1 s/d 4	Tumpuan Positif	431.83	1,889.39	4	D	25	=	1,962.50	502.22
	Tumpuan Negatif	617.80	2,408.95	5	D	25	=	2,453.13	621.74
	Lapangan	313.01	1,889.39	4	D	25	=	1,962.50	502.22

4.10.2. Penulangan Geser Balok

Sebagaimana diatur dalam SNI 2847 pasal 23.3(4) gaya geser rencana harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen M_{pr} dengan tanda berlawanan dianggap bekerja pada muka tadi dan komponen struktur tersebut harus dibebani penuh beban gravitasi terfaktor. M_{pr} harus dihitung dari tulangan terpasang dengan tegangan tarik $1,25 f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1$. Berikut perhitungannya :

$$V = \frac{M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-}}{Ln} + V_g$$

$$M_{pr}^{+/-} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s \times (1,25 f_y)}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$V_g = \text{gaya geser akibat beban gravitasi}$$

Sebagai contoh perhitungannya maka akan dicoba struktur 5 bentang tepi untuk ditulangi geser. Adapun tulangan geser untuk bentang tepi untuk semua lantai disamakan sehingga untuk mendapatkan nilai M_{pr} didapatkan dari tulangan lentur untuk lantai 1 – 4.

a) Momen Tumpuan Negatif

Untuk balok 36, pada tumpuan momen negatif diperoleh :

$$a = \frac{2,943.75 \times (1.25 \times 400)}{0.85 \times 30 \times 650} = 88.80 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^{-} = 2,943.75 \times 1.25 \times 400 \left(830.5 - \frac{88.80}{2} \right) = 1,157.04 \text{ kNm}$$

b) Momen Tumpuan Positif

Untuk balok 36, pada tumpuan momen positif diperoleh :

$$a = \frac{2,943.75 \times (1.25 \times 400)}{0.85 \times 30 \times 650} = 88.80 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^{+} = 2,943.75 \times 1.25 \times 400 \left(830.5 - \frac{88.80}{2} \right) = 1,157.04 \text{ kNm}$$

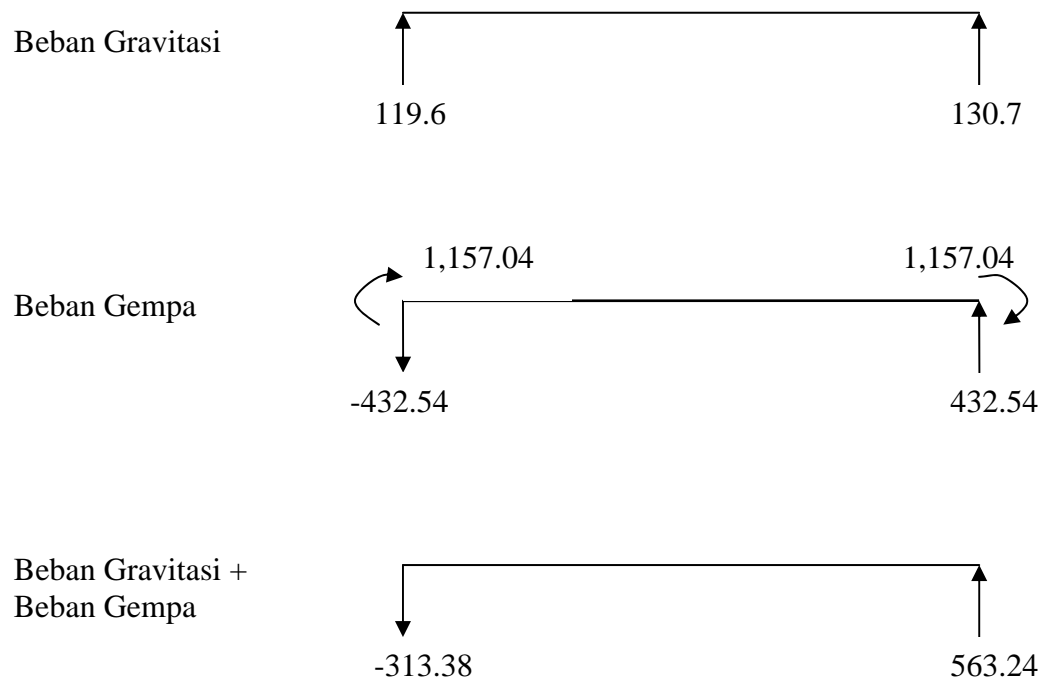
Untuk penulangan geser balok menggunakan $M_{pr}^{+/-}$ balok.

$$L_n = 6000 - 650 = 5350 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^{-} = 1,157.04 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^{+} = 1,157.04 \text{ kNm}$$

Sedangkan untuk akibat beban gravitasi ($1.2 D + 1.6L$) didapatkan nilai V_u tumpuan dari program SAP 2000 sebesar 119.16 kN dan 130.7 kN sehingga dapat diilustrasikan sebagai berikut



Gambar 4.7. Desain gaya geser

Gaya geser total didaerah sendi plastis (muka kolom s/d 2 d) :

Akibat M_{pr} dengan metode keseimbangan gaya diperoleh reaksi diujung – ujung balok V_A dan V_B sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_{A \text{ Gempa}} &= - V_{B \text{ Gempa}} = \frac{M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-}}{Ln} \\
 &= \frac{1,157.04 + 1,157.04}{5,35} \\
 &= 432.54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya geser total :

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_{\text{gempa}} + V_{\text{gravitasi}} \\
 &= 432.54 + 130.7 \\
 &= 563.24 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Balok induk direncanakan sebagai komponen struktur penahan SPBL (Sistem Penahan Beban Lateral) sehingga didalam perhitungan tulangan geser berlaku ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.(4(2)) yang menyatakan $V_c = 0$ apabila:

- a. Gaya geser akibat gempa saja lebih besar dari setengah gaya geser akibat beban kombinasi.
- b. Gaya aksial tekan lebih kecil dari $\frac{A_g \cdot f_c'}{20}$.

Dari hasil analisa SAP 2000, gaya geser terbesar pada balok akibat gempa = 216.27 kN > dibandingkan $0,5 \times$ gaya geser akibat beban kombinasi = $0,5 \times 346.97 \text{ kN} = 173.485 \text{ kN}$. Dan gaya aksial yang kecil sekali. Maka ketentuan pada pasal a) dan b) terpenuhi, sehingga nilai $V_c = 0$.

$$\begin{aligned} V_c &= 0 \text{ (kemampuan geser beton didaerah sendi plastis tidak diperhitungkan)} \\ V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{563.24}{0.75} - 0 = 750.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan memakai tulangan geser 2 kaki Ø12 ($A_v = 226.195 \text{ mm}^2$) maka diperoleh s (jarak antar tulangan geser) sebesar :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{226.195 \times 400 \times 830.5}{750.98 \cdot 10^3} = 117.75 \text{ mm}$$

Daerah sepanjang sendi plastis di ujung balok = $2h = 2 \times 65 = 130 \text{ cm}$.

S_{\max} pada daerah sendi plastis diambil sesuai dengan pasal 23.3.(3(2)), dimana tidak boleh lebih besar dari :

$$\begin{aligned} S_{\max} &\leq \frac{d}{4} = \frac{605,5}{4} = 151,38 \text{ mm} \\ &\leq 8 \text{ Ø tul. longitudinal} = 8 \times 25 = 200 \text{ mm} \\ &\leq 24 \text{ Ø tul. transversal} = 24 \times 12 = 288 \text{ mm} \\ &\leq 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.(4(1)) dan 13.5.(4(3)) membatasi spasi maksimum tulangan geser sebesar:

$$s_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{830.5}{2} = 415.25 \text{ mm}$$

$$\text{atau } s_{\max} = 600 \text{ mm}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari $V_s \max$ (Pasal 13.5(6(8)))

$$V_s \max = 2/3 b_w d \sqrt{f_c'} = 2/3 \times 650 \times 830.5 \times \sqrt{30} = 1,971.16 \text{ kN} > 750.98 \text{ kN}$$

Namun apabila $V_s > 1/3 \times b_w \times d \times \sqrt{f_c'}$ maka s yang ditentukan diatas harus dikurangi menjadi separuhnya.

$$\begin{aligned} 1/3 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'} &= 1/3 \times 650 \times 830.5 \times \sqrt{30} = 985.58 \text{ N} \\ &= 985.8 \text{ kN} > V_s \dots\dots \text{ terpenuhi.} \end{aligned}$$

Dengan demikian dipasang tulangan geser Ø12 sejarak $s = 120 \text{ mm.}$, hoop pertama Ø 12 mm dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Gaya geser total diluar sendi plastis ($> 2 d$) :

Selanjutnya pada jarak $2h = 1300 \text{ mm}$ dari muka kolom dipasang tulangan geser dengan nilai V_u pada daerah tersebut dan menyertakan kuat geser nominal beton V_c .

Pada jarak 1300 mm nilai $V_u = 323.21 \text{ kN}$:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{\phi} - \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d \\ &= \frac{323.21 \cdot 10^3}{0.75} - \frac{\sqrt{30}}{6} \times 650 \times 830.5 = -61.84 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Pada struktur 5 ini memiliki dimensi balok $65 \times 95 \text{ cm}$, yang berarti luasan beton lebih besar dibandingkan dengan tulangan. Begitu juga pada daerah sendi plastis dimana V_u dari hasil analisa SAP 2000 dapat dilawan dengan dengan kekuatan beton saja. Tetapi bukan berarti tidak perlu memasang tulangan geser pada daerah ini, cukup dipasang dengan persyaratan pemasangan begel di luar sendi plastis sesuai dengan SNI pasal 23.3(3(4)) .

Syarat pemasangan begel di luar sendi plastis sesuai dengan pasal 23.3(3(4)) :

$$s_{\max} = \frac{1}{2} d = \frac{1}{2} \times 605.5 = 302.75 \text{ mm}$$

Jadi dipasang begel 2 Ø 12 sejarak 300 mm sepanjang daerah di luar sendi plastis.

Sedangkan untuk rekapitulasi penulangan geser akan ditabelkan di bawah ini. Karena nilai momen gravitasi pada ketujuh struktur tiap lantainya hampir sama maka untuk tulangan geser untuk tiap lantai diseragamkan menurut lokasi bentangnya.

- **Struktur 1**

Tabel 4.29 Penulangan Geser Struktur 1

Balok	Daerah	V_{utot}	V_s	S_{perlu}	Tulangan Geser			
		kN	kN	mm				
Bentang Tepi	Sendi Plastis	381.28	508.38	126.82	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	236.48	38.93	1,655.90	2 ϕ	12	-	300
Bentang Tengah	Sendi Plastis	359.15	478.87	134.64	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	225.50	24.29	2,653.73	2 ϕ	12	-	300

- **Struktur 2**

Tabel 4.30 Penulangan Geser Struktur 2

Balok	Daerah	V_{utot}	V_s	S_{perlu}	Tulangan Geser			
		kN	kN	mm				
Bentang Tepi	Sendi Plastis	385.89	514.52	125.31	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	237.91	40.84	1,578.59	2 ϕ	12	-	300
Bentang Tengah	Sendi Plastis	363.90	485.20	132.88	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	232.60	33.76	1,909.63	2 ϕ	12	-	300

- **Struktur 3**

Tabel 4.31. Penulangan Geser Struktur 3

Balok	Daerah	V_{utot}	V_s	S_{perlu}	Tulangan Geser			
		kN	kN	mm				
Bentang Tepi	Sendi Plastis	391.23	521.64	123.60	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	238.87	42.12	1,530.62	2 ϕ	12	-	300
Bentang Tengah	Sendi Plastis	243.08	324.11	198.92	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	236.73	39.27	1,641.84	2 ϕ	12	-	300

- **Struktur 4**

Tabel 4.32. Penulangan Geser Struktur 4

Balok	Daerah	V_{utot}	V_s	S_{perlu}	Tulangan Geser			
		kN	kN	mm				
Bentang Tepi	Sendi Plastis	472.16	629.55	125.24	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	287.63	-22.08	-	2 ϕ	12	-	300
Bentang Tengah	Sendi Plastis	437.39	583.18	135.20	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	258.10	-61.46	-	2 ϕ	12	-	300

- **Struktur 5**

Tabel 4.33. Penulangan Geser Struktur 5

Balok	Daerah	V_{utot}	V_s	S_{perlu}	Tulangan Geser			
		kN	kN	mm				
Bentang Tepi	Sendi Plastis	563.24	750.98	117.75	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	323.21	-61.84	-	2 ϕ	12	-	300
Bentang Tengah	Sendi Plastis	454.24	605.66	146.01	2 ϕ	12	-	120
	Non Sendi Plastis	279.02	-4,555.88	-	2 ϕ	12	-	300

4.10.3. Pemutusan Tulangan Balok

Pemutusan dilakukan pada tulangan tumpuan (negatif) untuk mengurangi pemakaian tulangan khususnya didaerah lapangan (positif) yang relatif tidak memerlukan tulangan negatif.

Perhitungan dilakukan terhadap balok dengan nilai momen yang telah didistribusi yaitu:

$$\text{Momen tumpuan} = -63,245.96 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momen lapangan} = 48,286.42 \text{ kg-m}$$

Diperletakan balok terpasang tulangan 6D25 dan akan diteruskan hanya 4D25 (memenuhi syarat SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.2(1)).

Momen nominal dari 4D25 ($A_s = 1,962.50 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot e} = \frac{400 \cdot 1,962.50}{0.85 \cdot 30 \cdot 1500} = 20.52 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 1,962.5 \cdot 400 \cdot (830.5 - 20.5/2) \\ &= 643.88 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kuat momen nominal dari 4D25 = 643.88 kNm terdapat pada jarak $x = 100$ cm dari as kolom.

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 14.10.(3) tulangan 4D25 dihentikan sejauh:

$$l = x + d = 100 + 83.05 = 183.05 \text{ cm (menentukan)} \approx 200 \text{ cm}$$

$$l = x + 12 d_b = 100 + 12 \cdot 2.5 = 130 \text{ cm}$$

Panjang $l = 200$ cm ini harus lebih panjang dari l_d yaitu panjang penyaluran (SNI 03-2847-2002 pasal 14.10.(4)) yang dihitung dengan rumus yang tersebut di pasal 14.2.3:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

dimana:

$\alpha = 1,3$ tulangan horisontal yang ditempatkan sedemikian hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen dibawah panjang penyaluran atau sambungan yang ditinjau.

$\beta = 1,0$ tulangan tanpa pelapis

$\gamma = 1,0$ ukuran tulangan horisontal (D22)

$\lambda = 1,0$ beton dengan berat normal

$K_{tr} = 0$ (asumsi awal untuk perencanaan)

$$c = 95 + 12 + 25/2 = 119.5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{950 - 2(95 + 12) - 25}{5} \right) = 71.1 \text{ mm (menentukan)}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{71.1 + 0}{25} = 2.844$$

jadi

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} = \frac{9 \cdot 400}{10 \sqrt{30}} \cdot \frac{1,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{2.844} = 30.04$$

$$l_d = 30.04 \cdot 25 = 751.1 \text{ mm} \approx 0.7511 \text{ m}$$

Teryata $l = 2 \text{ m} > l_d = 0.7511 \text{ m}$ sehingga panjang 4D25 baru boleh diputus pada jarak 2 m dari as kolom.

Perlu diperhatikan juga bahwa pemutusan tulangan ini tidak boleh dilakukan didaerah tarik, kecuali memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 14.10.(5).

Pada kasus ini, titik balik momen kira-kira berada pada jarak 2.5 m dari as kolom lebih besar dari tempat pemutusan tulangan (2 m). Maka untuk pemutusan tulangan tumpuan dari 6D25 menjadi 4D25 sejarak 2 m dari as kolom.

Apabila sambungan lewatan untuk tulangan tumpuan balok diperlukan, maka besarnya ditentukan menurut SNI 03-2847-2002 pasal 14.15.(1) dengan rumus di pasal 14.2.2:

$$\frac{\lambda d}{db} = \frac{3 \cdot f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma}{5 \sqrt{f_c'}} = \frac{3 \cdot 400 \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{5 \sqrt{30}} = 56,96$$

$$ld = 56,96 \cdot 25 = 1,424,07 \text{ mm} = 1,42 \text{ m}$$

Sambungan lewatan dibuat 1,20 m.

Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti pada kolom tepi yang terkekang (SNI 03-2847-2002 pasal 23.5.1(3)) harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90° sesuai pasal 23.5.4(1):

- $8 \text{ db} = 8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$
- 150 mm
- $\frac{f_y \cdot db}{5,4 \sqrt{f_c'}} = \frac{400 \cdot 25}{5,4 \cdot \sqrt{30}} = 338,1 \text{ mm}$

Jadi $ldh = 400 \text{ mm}$ masuk dalam kolom dengan panjang kait $12 \cdot db = 300 \text{ mm}$ (SNI 03-2847-2002 pasal 9.1.2.)

4.10.4. Penulangan Lentur Kolom

Bedasarkan perhitungan SAP 2000 telah didapatkan gaya – gaya dalam kolom yang akan dipakai untuk mendesain kolom. Adapun rekapitulasi gaya – gaya dalamnya :

- Struktur 1

Tabel 4.34. Gaya Dalam Kolom Struktur 1

Lantai	Kolom Pinggir		Kolom Tengah	
	Pu	Mu	Pu	Mu
	kN	kNm	kN	kNm
7	-105.852	-40.92	-203.30	70.83
6	-198.575	19.97	-426.75	160.08
5	-252.652	72.36	-657.42	244.93
4	-274.098	117.86	-893.92	314.73
3	-269.152	158.93	-1,136.86	369.76

2	-246.11	200.26	-1,386.56	426.07
1	-227.922	439.40	-1,645.35	507.25

- **Struktur 2**

Tabel 4.35. Gaya Dalam Kolom Struktur 2

Lantai	Kolom Pinggir		Kolom Tengah	
	Pu	Mu	Pu	Mu
	kN	kNm	kN	kNm
7	-115.288	-58.78	-218.58	61.64
6	-219.036	-0.72	-459.26	151.81
5	-284.575	56.33	-705.07	244.89
4	-317.091	108.11	-955.21	323.92
3	-323.695	159.53	-1,210.18	390.68
2	-315.367	232.64	-1,470.40	469.58
1	-322.34	547.89	-1,736.64	618.58

- **Struktur 3**

Tabel 4.36. Gaya Dalam Kolom Struktur 3

Lantai	Kolom Pinggir		Kolom Tengah	
	Pu	Mu	Pu	Mu
	kN	kNm	kN	kNm
7	-124.747	-81.76	-236.13	46.52
6	-240.18	-29.38	-496.67	134.39
5	-318.1	34.63	-760.85	236.15
4	-362.847	98.40	-1,028.38	328.59
3	-382.689	170.66	-1,299.65	415.66
2	-391.852	294.62	-1,575.10	531.98
1	-425.94	696.48	-1,854.64	766.76

- **Struktur 4**

Tabel 4.37. Gaya Dalam Kolom Struktur 4

Lantai	Kolom Pinggir		Kolom Tengah	
	Pu	Mu	Pu	Mu
	kN	kNm	kN	kNm
7	-124.324	-31.54	-220.03	89.19
6	-230.133	44.18	-457.42	193.69
5	-287.754	107.02	-707.63	288.00
4	-304.797	161.02	-968.87	365.03
3	-287.94	207.51	-1,242.30	424.60
2	-244.543	243.26	-1,529.11	477.37
1	-192.028	447.68	-1,835.25	517.28

- **Struktur 5**

Tabel 4.38. Gaya Dalam Kolom Struktur 5

Lantai	Kolom Pinggir		Kolom Tengah	
	Pu	Mu	Pu	Mu
	kN	kNm	kN	kNm
7	-137.052	-26.78	-229.42	97.72
6	-252.151	58.50	-475.02	210.95
5	-312.95	129.48	-737.11	311.59
4	-327.775	190.50	-1,013.94	393.85
3	-303.633	242.69	-1,307.14	457.61
2	-247.623	282.06	-1,618.80	510.95
1	-174.093	470.29	-1,957.37	537.70

Untuk contoh penulangan, akan digunakan kolom interior frame no.1 (kolom tepi) yang terletak pada lantai 1, struktur 5. Pertama-tama akan dihitung nilai momen ultimate balok akibat tulangan terpasang.

Akibat tulangan terpasang pada balok melintang pada bentang tengah :

$$\phi M_n^{-/+} = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{dimana } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

maka :

$$a^- = \frac{2,943.75 \times 400}{0.85 \times 30 \times 650} = 71.04 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n^- &= 1.25 \times 0.8 \times 2,943.75 \times 400 (830.5 - 71.04 / 2) \\ &= 936.09 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen di As kolom : $\phi M_{n,as \text{ kolom}}^- = (6 / 5.35) \times \phi M_n^- = 839.86 \text{ kNm}$

$$a^+ = \frac{2,943.75 \times 400}{0.85 \times 30 \times 650} = 71.04 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n^+ &= 1.25 \times 0.8 \times 2,943.75 \times 400 (830.5 - 71.04 / 2) \\ &= 936.09 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen di As kolom : $\phi M_{n,as \text{ kolom}}^+ = (6 / 5.35) \times \phi M_n^+ = 1,049.82 \text{ kNm}$

$$\Sigma M_g = 1,049.82 + 1,049.82 = 2,099.64 \text{ kNm}$$

Diasumsikan bahwa momen balok tersebut ditahan oleh kolom atas dan kolom bawah dengan proporsi terbalik terhadap panjang kolom. Karena panjang kolom adalah sama di semua lantai maka :

$$\begin{aligned}\phi M_{n \text{ kolom atas}} &= \phi M_{n \text{ kolom bawah}} \\ &= \frac{1}{2} \Sigma M_g = 1,049.82 \text{ kNm}\end{aligned}$$

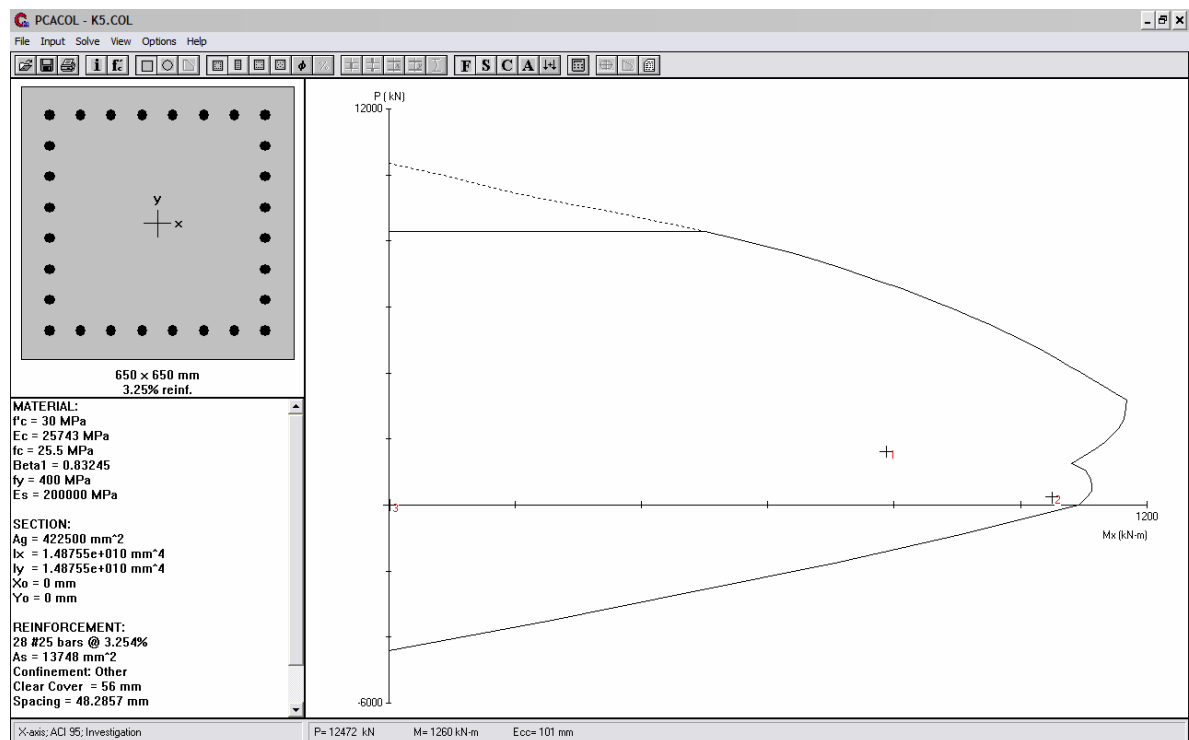
Selanjutnya tulangan kolom akan dicari dengan program bantu *PCACOL v3.00* dimana data-data yang akan dimasukkan adalah :

- $P_u = 247.62 \text{ kN}$ (dari hasil output SAP2000)
- Dimensi kolom = $650 \times 650 \text{ mm}^2$

Selimut beton = 50 mm

$$\phi M_n = 1,049.82 \text{ kNm}$$

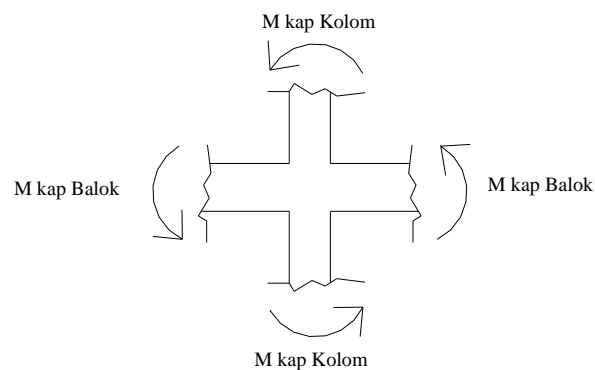
Maka akan diperoleh nilai tulangan untuk kolom lantai 1, interior frame 1 (kolom tepi), struktur 5 = **28 – D25** ($A_s = 13,748 \text{ mm}^2$, $\rho = 3.25 \%$)



Gambar 4.8. Perhitungan tulangan kolom dengan PCACOL

Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI-2847-2002 pasal 23.4(2) mensyaratkan bahwa $\sum M_e \geq \sum 6/5 M_g$. Dimana $\sum M_e$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_g$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_e harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom tengah struktur 5 maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan SCWB.



Gambar 4.9. ΣM kap Kolom $> 6/5 \Sigma M$ kap Balok sebagai *syarat strong column weak beam*

Sedangkan untuk kapasitas kolom dari PCACOL terhadap kolom interior frame 1 (kolom tepi), lantai 1, struktur 5, adalah 1,091.9 kNm.

$$\Sigma M_g = (6/5 (748.87 + 748.87)) / 0.8 = 2,246.61 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_e = (2 \times 1,091.9) / 0.65 = 3,359.69 \text{ kNm}$$

Karena $\Sigma M_e = 2,942.15 \text{ kNm} \geq 6/5 \Sigma M_g = 2,246.61 \text{ kNm}$ maka kolom tersebut memenuhi syarat untuk *strong column weak beam*.

Untuk praktisnya penulangan kolom akibat lentur dan aksial dibagi berdasarkan posisinya untuk kolom tengah dan tepi. Sedangkan untuk tiap lantainya diseragamkan sesuai dengan posisinya. Dan gaya - gaya dalam yang ditinjau untuk perhitungan penulangan lentur dan aksial dipakai gaya dalam dari lantai pertama karena pada lantai pertama gaya – gaya dalam yang didapat lebih besar daripada lantai yang lain.

Adapun untuk rekapitulasi penulangan lentur adalah sebagai berikut :

Tabel 4.39. Penulangan Lentur Kolom

A	Kolom	Pu kN	ϕM_n kolom kNm	Tulangan	ϕM_n PCACOL	Me kNm	Mg kNm	$\Sigma M_e \geq \Sigma 6/5 M_g$
					kNm			
1	Tengah	-1,386.56	622.29	20 D 25	810.1	2,492.62	1,331.71	OK
	Tepi	-246.11	681.30	20 D 25	810.1	2,492.62	1,457.99	OK
2	Tengah	-1,470.40	634.15	20 D 25	983.1	3,024.92	1,331.71	OK
	Tepi	-315.37	694.28	20 D 25	983.1	3,024.92	1,457.99	OK
3	Tengah	-1,575.10	765.55	20 D 25	1,154.0	3,550.77	1,577.02	OK
	Tepi	-391.85	707.76	20 D 25	1,154.0	3,550.77	1,457.99	OK
4	Tengah	-1,529.11	778.20	28 D 25	956.2	2,942.15	1,665.34	OK
	Tepi	-244.54	853.33	28 D 25	956.2	2,942.15	1,826.13	OK
5	Tengah	-1,618.80	787.82	28 D 25	1,091.9	3,359.69	1,685.94	OK
	Tepi	-247.62	1,049.82	28 D 25	1,091.9	3,359.69	2,246.61	OK

4.10.5. Pengekangan Kolom

Memenuhi pasal 23.4.(4(4)) ujung-ujung kolom tengah sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan transversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai pasal 23.4.(4(2))

Daerah l_o sepanjang :

$$l_o \geq h = 650 \text{ mm}$$

$$l_o \geq \frac{1}{6} \text{ tinggi bersih kolom} = \frac{1}{6} (4000 - 950) = 508.33 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 500 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi kolom} = \frac{1}{4} \times 650 = 162,5 \text{ mm}$$

$$- 6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- S_x \leq 150 \text{ mm dan } S_x \geq 100 \text{ mm}$$

Jadi diambil spasi dengan jarak $S_x = 100 \text{ mm}$ dipasang sepanjang $l_o = 500 \text{ mm}$.

Luasan penampang minimum tulangan transversal (A_{sh}) adalah yang yang terbesar dari kedua persamaan :

$$A_{sh} = \frac{0.3 s h_c f_c'}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (\text{SNI 03-2847 ps. 23.4(4(1))})$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 s h_c f_c'}{f_{yh}}$$

dimana : s = jarak spasi tulangan transversal

h_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang tersebut.

A_g = luas penampang kolom

A_{ch} = luas penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal

f_{yh} = kuat leleh tulangan transversal

Dengan menggunakan spasi 100 mm, $f_{yh} = 400 \text{ MPa}$, deking beton 50 mm, dan direncanakan tulangan transversal Ø12 ($A_s = 113.1 \text{ mm}^2$), akan diperoleh :

$$A_{sh} = \frac{0.3 \times 100 \times [650 - (2 \times 50) - 12] \times 30}{400} \left[\left(\frac{650^2}{(650 - 100)^2} \right) - 1 \right]$$

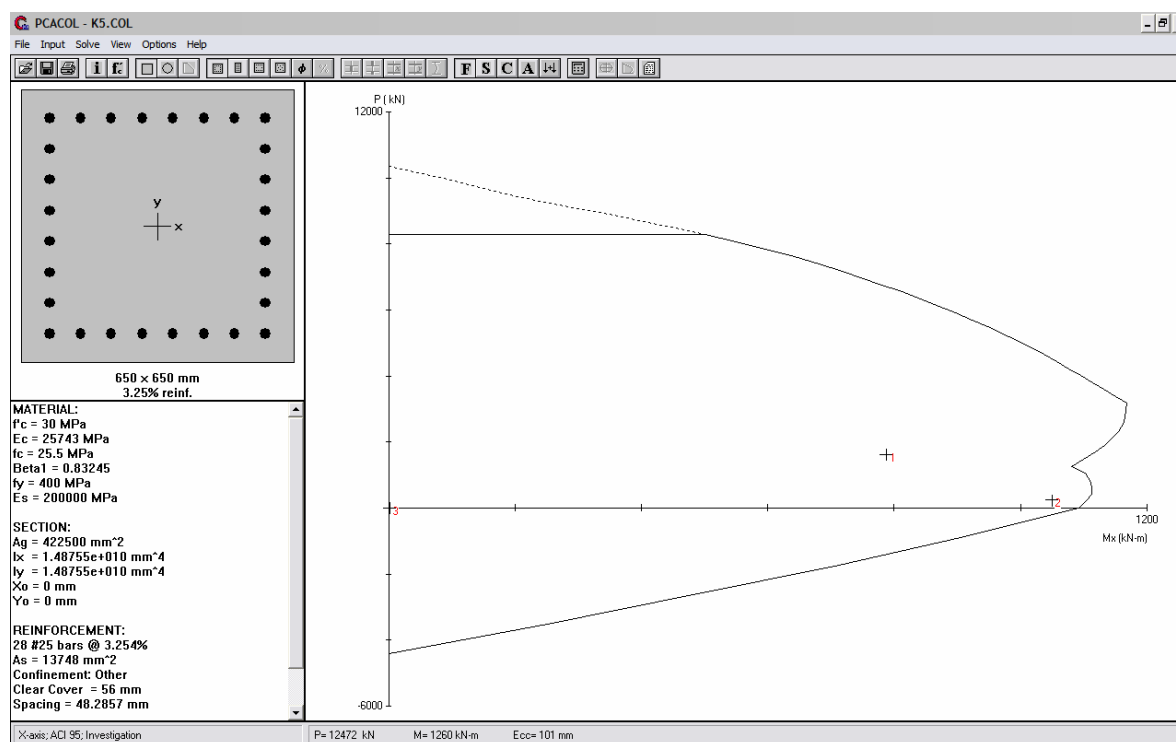
$$= 480,2 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan!!)}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \times 100 \times [650 - 100 - 12] \times 30}{400} = 363,15 \text{ mm}^2$$

maka digunakan 5 Ø12 ($A_s = 565,49 \text{ mm}^2$) dengan spasi 100 mm.

4.10.6. Tulangan Transversal (Tulangan Geser) Kolom

Perencanaan tulangan geser kolom harus sesuai dengan yang disyaratkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4(5) dimana gaya geser rencana V_e untuk kolom tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat hubungan balok kolom berdasarkan kuat momen maksimum (M_{pr}) dan tidak boleh lebih kecil daripada geser terfaktor hasil perhitungan analisis struktur. M_{pr} ini diambil sama dengan momen balance diagram interaksi dari kolom yang bersangkutan namun memakai $f_s = 1.25 f_y$.



Gambar 4.10. Perhitungan tul. kolom dengan PCACOL dimana $f_y = 1,25 f_y$

Secara konservatif M_{pr} ditentukan sebesar momen balance dari diagram interaksi gambar 4.10 yaitu sebesar 1,091.9 kNm. Bila dianggap M_{pr} untuk kolom tengah diatas dan dibawah lantai dianggap sama maka,

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{h_{bersih}} = \frac{2 \times 1,091.9}{(4 - 0,95)} = 716 \text{ kN.}$$

Selain itu V_e juga harus dikontrol akan V_u akibat M_{pr}^+ dan M_{pr}^- dari balok dimana pada balok tepi adalah tulangan negatif adalah 6 D 25 yang nilai $M_{pr}^- = 1,157.04$ kN dan balok tepi tulangan positif adalah 6 D 25 yang nilai $M_{pr}^+ = 1,157.04$ kN sehingga nilai V_u adalah

$$V_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{4 - 0.7} = \frac{1,157.04 + 1,157.04}{4 - 0.95} = 758.71 > V_e = 716 \text{ kN}$$

Sehingga gaya geser yang dipakai adalah $V_u = 758.71$ kN

Kemudian mengingat beban aksial terfaktor kolom tepi ini adalah 174.09 kN maka

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14A_g}\right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b \times d = \left(1 + \frac{174.09}{14 \times 650^2}\right) \frac{\sqrt{30}}{6} 650 \times 600 = 356.03 \text{ kN}$$

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi V_c = 758.71 - 0.75 \times 356.03 \\ = 491.69 \text{ kN}$$

$$V_{s \text{ perlu}} = \frac{491.69}{0.75} = 655.59 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan sengkang 3 kaki $3 \phi 12 A_v = 339,29 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times b}{V_s} = \frac{339,29 \times 400 \times 650}{655.59} = 134.56 \text{ mm}$$

Sengkang yang dipasang sejarak $s = 120 \text{ mm}$

Berikut pada Tabel 4.34 diberikan hasil rekapitulasi penulangan geser kolom :

Tabel 4.40. Penulangan Geser Kolom

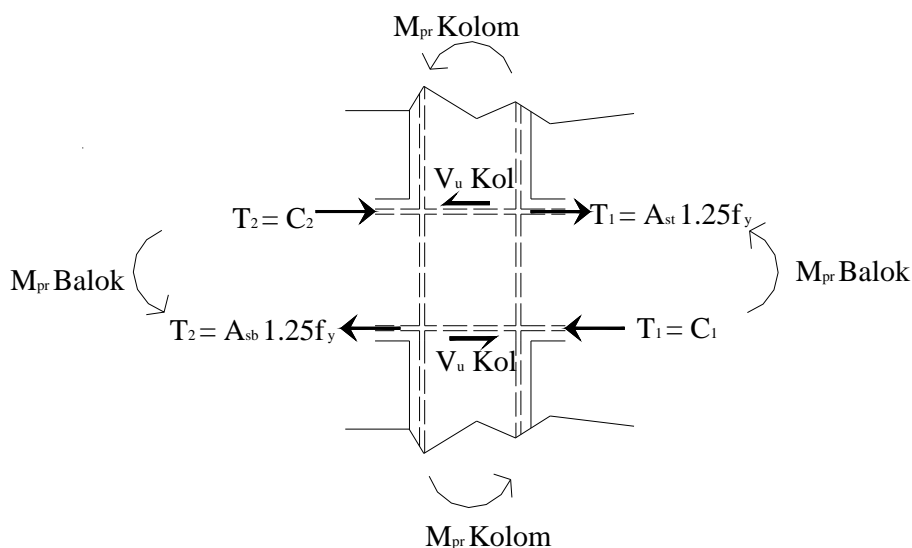
S	Bentang	M _{pr} balok (kNm)		M _{pr} kolom	V _u	V _e	N _u	V _c	ΦV _s perlu	V _s perlu	s	Tulangan Geser			
		M _{pr} ⁺	M _{pr} ⁻	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)				
1	Tepi	683.69	806.26	810.1	451.50	490.97	-227.92	356.03	223.94	298.59	295.44	3φ	12	-	300
	Tengah	556.39	806.26	810.1	412.92	490.97	-1645.35	356.12	223.88	298.51	295.52	3φ	12	-	300
2	Tepi	683.69	806.26	983.1	451.50	595.82	-322.34	479.28	236.36	315.15	322.98	3φ	12	-	300
	Tengah	556.39	806.26	983.1	412.92	595.82	-1736.64	479.36	236.30	315.06	323.07	3φ	12	-	300
3	Tepi	683.69	806.26	1154.0	451.50	699.39	-425.94	620.78	233.81	311.75	370.04	3φ	12	-	300
	Tengah	683.69	806.26	1154.0	451.50	699.39	-1854.64	620.87	233.74	311.66	370.14	3φ	12	-	300
4	Tepi	859.10	1019.13	956.2	596.26	607.11	-192.03	356.03	340.09	453.45	194.54	3φ	12	-	120

	Tengah	695.15	1019.13	956.2	544.21	607.11	-1835.25	356.13	340.01	453.35	194.59	3 ϕ	12	-	120
5	Tepi	1157.04	1157.04	1091.9	758.71	716.00	-174.09	356.03	491.69	655.59	134.56	3 ϕ	12	-	120
	Tengah	785.88	1157.04	1091.9	637.02	716.00	-1957.37	356.14	448.90	598.53	147.39	3 ϕ	12	-	120

4.10.7. Hubungan Balok Kolom

4.10.7.1. Hubungan Balok Kolom Bagian Tengah

SNI 2847-2002 pasal 23.5 menentukan tulangan transversal berbentuk hoop seperti yang diatur pasal 23.4.4. harus dipasang dalam hubungan balok kolom, kecuali bila hubungan balok kolom tersebut dikekang oleh komponen struktur sesuai pasal 23.5(2(2)).



Gambar 4.11 Gaya dalam yang terdapat dalam hub balok kolom tengah

Gaya geser yang terjadi dalam hubungan balok kolom yaitu

$$V_u = T_1 + T_2 - V_u \text{ Kolom}.$$

Pada perhitungan kali ini yang akan dihitung geser pada hubungan balok kolom adalah kolom tengah struktur 5 lantai 1. Adapun perhitungannya adalah sebagai berikut

$$A_{sb} = 6 D 25 = 2.943,75 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_{sb} \times 1.25 f_y \\ &= 2.943,75 \times 1.25 \times 400 = 1.471,87 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_{st} = 4 D 25 = 1.962,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_2 &= A_{st} \times 1.25 f_y \\ &= 1.962,5 \times 1.25 \times 400 = 981,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan geser pada subbab 4.10.5 dengan tinjauan kolom yang sama maka didapat bahwa V_u kolom dari perhitungan M_{pr} balok sebesar 432.54 kN sedangkan dari M_{pr} kolom didapatkan $V_e = 642.62$. Sehingga V_u kolom yang dipakai adalah $V_e = 642.62$. Adapun perhitungan gaya geser untuk balok kolom adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} V_u &= T_1 + T_2 - V_{u \text{ Kolom}} \\ &= 1.471,87 + 981,25 - 642.62 \\ &= 1810.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

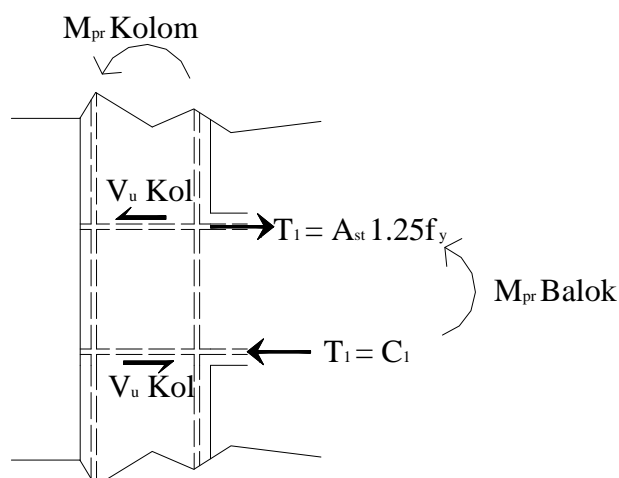
Untuk hubungan balok kolom yang terkekang balok pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal sebesar

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 1,7 \times A_j \times \sqrt{f'_c} \quad \dots \text{SNI 2847 - 2002 Ps 23.5(3)} \\ &= 0,75 \times 1,7 \times (650 \times 950) \times \sqrt{30} \\ &= 4.312.29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan geser yang terjadi pada hubungan balok dan kolom dipenuhi oleh beton itu sendiri maka kekangan untuk hubungan balok kolom diambil dari kekangan pada ujung – ujung kolom yaitu sebesar 4 D 12 – 120 mm.

4.10.7.2. Hubungan Balok Kolom Bagian Pinggir

Selain kuat geser hubungan balok kolom tengah juga diperiksa pada subbab di atas maka hubungan balok dan kolom bagian tengah juga perlu diperiksa



Gambar 4.12 Gaya dalam yang terdapat dalam hub balok kolom pinggir

Pada perhitungan ini yang akan diperiksa hubungan balok kolom pinggir yaitu kolom pinggir struktur 5 lantai 1. Adapun perhitungannya sebagai berikut

$$A_{st} = 6 \text{ D } 25 = 2,943.75 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_{st} 1,25 f_y$$

$$= 2.943.75 \times 1.25 \times 400 = 1,471.875 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ kolom} = 758.71 \text{ kN}$$

Maka perhitungan geser untuk hubungan balok kolom pinggir adalah sebagai berikut

$$V_u = T_1 + V_u \text{ Kolom} .$$

$$= 1,471.875 - 758.71$$

$$= 713.165 \text{ kN}$$

Untuk hubungan balok kolom yang terkekang balok pada ketiga sisinya berlaku kuat geser nominal sebesar

$$\phi V_c = 0.75 \times 1.25 \times A_j \times \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots \text{SNI 2847} - 2002 \text{ Ps } 23.5(3)$$

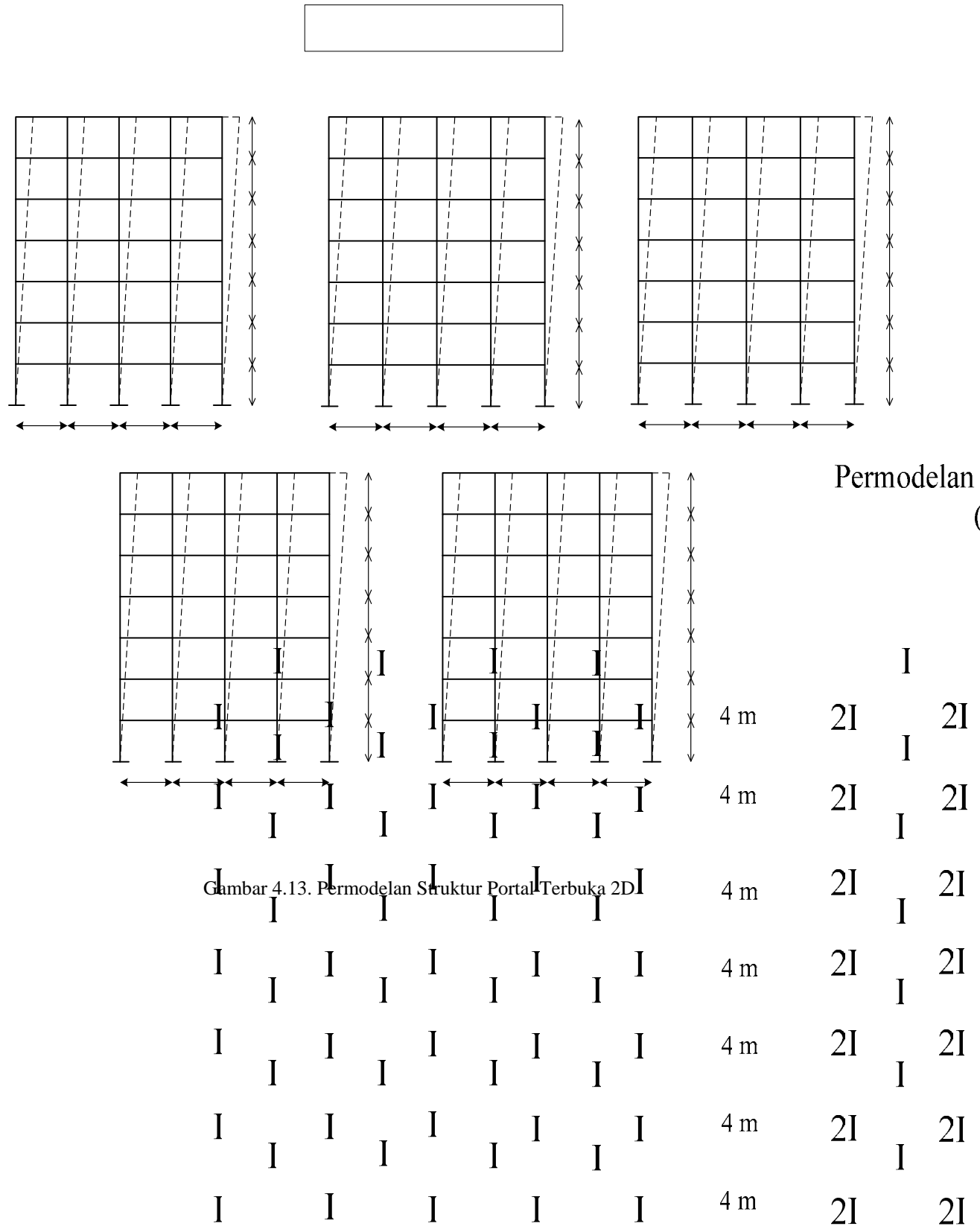
$$= 0.75 \times 1.25 \times (650 \times 950) \times \sqrt{30}$$

$$= 4,312.29 \text{ kN}$$

Dikarenakan geser yang terjadi pada hubungan balok dan kolom dipenuhi oleh beton itu sendiri maka kekangan untuk hubungan balok kolom diambil dari kekangan pada ujung – ujung kolom yaitu sebesar 4 D 12 – 120 mm.

4.11. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Penulangan

Berikut akan disajikan hasil lengkap pelulangan struktur berdasarkan analisa linier yang telah dilakukan dan sesuai dengan SNI 03-2847-2002.



Tulangan Balok

Tabel 4.41. Penulangan Lentur Balok

Struktur	Bentang	LANTAI																	
		Lantai 1-4									Lantai 5-7								
		Tump.Positif			Lapangan			Tump. Negatif			Tump.Positif			Lapangan			Tump. Negatif		
1	Pinggir	5	D	25	4	D	25	6	D	25	3	D	25	3	D	25	4	D	25
	Tengah	4	D	25	3	D	25	6	D	25	3	D	25	3	D	25	4	D	25
2	Pinggir	5	D	25	4	D	25	6	D	25	3	D	25	3	D	25	4	D	25
	Tengah	4	D	25	3	D	25	6	D	25	3	D	25	3	D	25	4	D	25
3	Pinggir	5	D	25	4	D	25	7	D	25	3	D	25	3	D	25	4	D	25
	Tengah	5	D	25	3	D	25	7	D	25	3	D	25	3	D	25	5	D	25
4	Pinggir	5	D	25	4	D	25	6	D	25	4	D	25	4	D	25	4	D	25
	Tengah	4	D	25	4	D	25	6	D	25	4	D	25	4	D	25	4	D	25
5	Pinggir	6	D	25	4	D	25	6	D	25	4	D	25	4	D	25	4	D	25
	Tengah	4	D	25	4	D	25	5	D	25	4	D	25	4	D	25	4	D	25

Tabel 4.42. Penulangan Geser Balok

Struktur	Bentang	Tulangan Geser							
		Sendi Plastis				Non Sendi Plastis			
1	Pinggir	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300
	Tengah	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300
2	Pinggir	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300
	Tengah	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300
3	Pinggir	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300
	Tengah	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300
4	Pinggir	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300
	Tengah	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300
5	Pinggir	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300
	Tengah	2 ϕ	12	-	120	2 ϕ	12	-	300

Tulangan Kolom

Tabel 4.43. Penulangan Lentur Kolom

A	Kolom	Pu kN	ϕM_n kolom kNm	Tulangan	ϕM_n	Me kNm	Mg kNm	$\sum M_e \geq \sum 6/5 M_g$
					PCACOL kNm			
1	Tengah	-1,386.56	622.29	20 D 25	810.1	2,492.62	1,331.71	OK
	Tepi	-246.11	681.30	20 D 25	810.1	2,492.62	1,457.99	OK
2	Tengah	-1,470.40	634.15	20 D 25	983.1	3,024.92	1,331.71	OK
	Tepi	-315.37	694.28	20 D 25	983.1	3,024.92	1,457.99	OK
3	Tengah	-1,575.10	765.55	20 D 25	1,154.0	3,550.77	1,577.02	OK
	Tepi	-391.85	707.76	20 D 25	1,154.0	3,550.77	1,457.99	OK
4	Tengah	-1,529.11	778.20	28 D 25	956.2	2,942.15	1,665.34	OK
	Tepi	-244.54	853.33	28 D 25	956.2	2,942.15	1,826.13	OK
5	Tengah	-1,618.80	787.82	28 D 25	1,091.9	3,359.69	1,685.94	OK
	Tepi	-247.62	1,049.82	28 D 25	1,091.9	3,359.69	2,246.61	OK

Tabel 4.44. Penulangan Geser Kolom

S	Bentang	M _{pr} balok (kNm)		M _{pr} kolom (kNm)	Vu (kN)	Ve (kN)	Nu (kN)	Vc (kN)	ΦV_s perlu (kN)	V _s perlu (kN)	s (mm)	Tulangan Geser			
		M _{pr} ⁺	M _{pr} ⁻												
1	Tepi	683.69	806.26	810.1	451.50	490.97	-227.92	356.03	223.94	298.59	295.44	3 ϕ	12	-	300
	Tengah	556.39	806.26	810.1	412.92	490.97	-1645.35	356.12	223.88	298.51	295.52	3 ϕ	12	-	300
2	Tepi	683.69	806.26	983.1	451.50	595.82	-322.34	479.28	236.36	315.15	322.98	3 ϕ	12	-	300
	Tengah	556.39	806.26	983.1	412.92	595.82	-1736.64	479.36	236.30	315.06	323.07	3 ϕ	12	-	300
3	Tepi	683.69	806.26	1154.0	451.50	699.39	-425.94	620.78	233.81	311.75	370.04	3 ϕ	12	-	300
	Tengah	683.69	806.26	1154.0	451.50	699.39	-1854.64	620.87	233.74	311.66	370.14	3 ϕ	12	-	300
4	Tepi	859.10	1019.13	956.2	596.26	607.11	-192.03	356.03	340.09	453.45	194.54	3 ϕ	12	-	120
	Tengah	695.15	1019.13	956.2	544.21	607.11	-1835.25	356.13	340.01	453.35	194.59	3 ϕ	12	-	120
5	Tepi	1157.04	1157.04	1091.9	758.71	716.00	-174.09	356.03	491.69	655.59	134.56	3 ϕ	12	-	120
	Tengah	785.88	1157.04	1091.9	637.02	716.00	-1957.37	356.14	448.90	598.53	147.39	3 ϕ	12	-	120

Tabel 4.45. Rekapitulasi Keseluruhan Struktur

No.	Uraian	Struktur 1		Struktur 2		Struktur 3		Struktur 4		Struktur 5	
		Lt. 1-4	Lt. 5-7	Lt. 1-4	Lt. 5-7	Lt. 1-4	Lt. 5-7	Lt. 1-4	Lt. 5-7	Lt. 1-4	Lt. 5-7
1	Kekakuan Balok	I	I	I	I	I	I	2I	2I	3I	3I
2	Kekakuan Kolom	I	I	2I	2I	3I	3I	I	I	I	I
5	Dim. Blk modif.(cm)	50 x 70	50 x 70	50 x 70	50 x 70	50 x 70	50 x 70	60 x 85	60 x 85	65 x 95	65 x 95
6	Dim. Klm modif.(cm)	65 x 65	65 x 65	75 x 75	75 x 75	85 x 85	85 x 85	65 x 65	65 x 65	65 x 65	65 x 65
7	Δt (mm)	44.97		38.77		35.77		36.59		34.74	
8	Δi	81		62.7		58		58.9		55.6	
9	Tul. Lentur Balok	As	As	As	As	As	As	As	As	As	As
	Tulangan Positif	5D25	3D25	5D25	3D25	5D25	3D25	5D25	4D25	6D25	4D25
	ρ_{perlu}	0.0071	0.0032	0.007	0.0032	0.0069	0.0034	0.0054	0.0022	0.0047	0.0018
	Tulangan Lapangan	4D25	3D25	4D25	3D25	4D25	3D25	4D25	4D25	4D25	4D25
	ρ_{perlu}	0.0052	0.0029	0.005	0.0057	0.0049	0.003	0.0039	0.002	0.0035	0.0018
	Tulangan Negatif	6D25	4D25	6D25	4D25	7D25	4D25	6D25	4D25	6D25	4D25
	ρ_{perlu}	0.0091	0.0053	0.0094	0.0029	0.0096	0.0061	0.0058	0.003	0.0046	0.0022
		$\rho_{balance} = 0,0325$		$\rho_{balance} = 0,0325$		$\rho_{balance} = 0,0325$		$\rho_{balance} = 0,0325$		$\rho_{balance} = 0,0325$	
		$\rho_{max} = 0,0244$		$\rho_{max} = 0,0244$		$\rho_{max} = 0,0244$		$\rho_{max} = 0,0244$		$\rho_{max} = 0,0244$	
		$\rho_{max} = 0,0035$		$\rho_{max} = 0,0035$		$\rho_{max} = 0,0035$		$\rho_{max} = 0,0035$		$\rho_{max} = 0,0035$	
11	Tul. Geser Balok	2 Φ 12-120		2 Φ 12-120		2 Φ 12-120		2 Φ 12-120		2 Φ 12-120	
12	Tul. Lentur Kolom	20D25		20D25		20D25		28D25		28D25	
13	ρ_{kolom}	2.32 %		1.75 %		1.36 %		3.25 %		3.25 %	
14	Tul. Geser Kolom	3 Φ 12-300		3 Φ 12-300		3 Φ 12-300		3 Φ 12-120		3 Φ 12-120	
15	Daktilitas	6.226		7.799		8.56		7.912		7.975	

4.12. Penentuan Target Perpindahan Rencana

Untuk mengetahui apakah hasil displacement dari analisa Pushover telah memenuhi kriteria ataukah belum, perlu ditentukan suatu target perpindahan rencana. Perhitungan target perpindahan rencana ini akan dilakukan pada portal melintang dan didasarkan pada perumusan Priestly. Adapun langkah-langkahnya adalah sebagai berikut :

Data-data :

$$n = 7 \text{ lantai}$$

$$h_{\text{lantai}} = 4,0 \text{ m}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2,00 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 0,0020$$

Batasan Peraturan (untuk rotasi drift ultimate) :

$$\theta_c = 0,025$$

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c$$

maka nilai akan θ_d diambil sama dengan $\theta_c = 0,025$

- Perhitungan Profil Perpindahan Rencana (Δ_i)

Profil Perpindahan Rencana (*design displacement profile*) untuk *frame* dihitung berdasarkan persamaan :

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left(1 - \frac{0.5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

dimana Δ_i = simpangan tingkat ke – i

n = jumlah tingkat

h_i = adalah tinggi lantai ke – i.

Hasil perhitungan berdasarkan persamaan (4-1) tersebut bisa dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4.46. Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Frame

Lantai	h (m)	Δ_i
7	28	0,63438
6	24	0,55179
5	20	0,46652
4	16	0,37857

3	12	0,28795
2	8	0,19464
1	4	0,09866

- Perhitungan Perpindahan Rencana (Δ_d)

Perpindahan rencana / target perpindahan struktur dapat dihitung berdasarkan perumusan :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \dots\dots\dots (4-2)$$

Hasil perhitungan berdasar rumus (5-7) ditampilkan dalam bentuk tabel berikut ini :

Tabel 4.47. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame Struktur 1

Lantai	h (m)	m (kg)	Δ_i	$m\Delta_i$	$m\Delta_i^2$
7	28	648.922	0,63438	411.659,64	261.146,58
6	24	692.248	0,55179	381.972,56	210.767,00
5	20	692.248	0,46652	322.946,05	150.660,10
4	16	692.248	0,37857	262.065,31	99.210,44
3	12	692.248	0,28795	199.330,34	57.396,46
2	8	692.248	0,19464	134.741,13	26.226,40
1	4	692.248	0,09866	68.297,68	6.738,30
			Σ	1.781.012,72	812.145,28

sehingga nilai Δ_d untuk struktur 1 didapatkan :

$$\Delta_d = 0,45600 \text{ m}$$

Tabel 4.48. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame Struktur 2

Lantai	h (m)	m (kg)	Δ_i	$m\Delta_i$	$m\Delta_i^2$
7	28	689,242	0.63438	437,237.64	277,372.63
6	24	732,568	0.55179	404,220.56	223,043.13

5	20	732,568	0.46652	341,756.05	159,435.30
4	16	732,568	0.37857	277,329.31	104,988.95
3	12	732,568	0.28795	210,940.34	60,739.52
2	8	732,568	0.19464	142,589.13	27,753.96
1	4	732,568	0.09866	72,275.68	7,130.77
			Σ	1,886,348.72	860,464.26

sehingga nilai Δ_d untuk struktur 2 didapatkan :

$$\Delta_d = 0,45615 \text{ m}$$

Tabel 4.49. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame Struktur 3

Lantai	h (m)	m (kg)	Δ_i	$m\Delta_i$	$m\Delta_i^2$
7	28	735,322	0.63438	466,469.64	295,916.68
6	24	778,648	0.55179	429,646.84	237,072.99
5	20	778,648	0.46652	363,253.20	169,464.10
4	16	778,648	0.37857	294,773.89	111,592.97
3	12	778,648	0.28795	224,208.91	64,560.16
2	8	778,648	0.19464	151,558.27	29,499.73
1	4	778,648	0.09866	76,821.97	7,579.31
			Σ	2,006,732.72	915,685.94

sehingga nilai Δ_d untuk struktur 3 didapatkan :

$$\Delta_d = 0,45631 \text{ m}$$

Tabel 4.50. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame Struktur 4

Lantai	h (m)	m (kg)	Δ_i	$m\Delta_i$	$m\Delta_i^2$
7	28	761,818	0.63438	483,278.04	306,579.51
6	24	805,144	0.55179	444,266.96	245,140.16
5	20	805,144	0.46652	375,614.05	175,230.66
4	16	805,144	0.37857	304,804.51	115,390.28
3	12	805,144	0.28795	231,838.34	66,757.02
2	8	805,144	0.19464	156,715.53	30,503.56
1	4	805,144	0.09866	79,436.08	7,837.22
			Σ	2,075,953.52	947,438.41

sehingga nilai Δ_d untuk struktur 4 didapatkan :

$$\Delta_d = 0,45639 \text{ m}$$

Tabel 4.51. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame Struktur 5

Lantai	h (m)	m (kg)	Δ_i	$m\Delta_i$	$m\Delta_i^2$
7	28	837,670	0.63438	531,396.65	337,104.75
6	24	880,996	0.55179	486,121.01	268,234.63
5	20	880,996	0.46652	411,000.37	191,739.01
4	16	880,996	0.37857	333,519.91	126,261.11
3	12	880,996	0.28795	253,679.65	73,046.15
2	8	880,996	0.19464	171,479.58	33,377.28
1	4	880,996	0.09866	86,919.69	8,575.56
			Σ	2,274,116.87	1,038,338.48

sehingga nilai Δ_d untuk struktur 5 didapatkan :

$$\Delta_d = 0,45659 \text{ m}$$

- Perhitungan Daktilitas Struktur Rencana (μ_s)

Daktilitas struktur dapat dihitung dengan persamaan :

$$\mu_s = \Delta_d / \Delta_y \quad \dots\dots\dots (5 - 8)$$

Dimana menurut Priestly, nilai Δ_y untuk *frame* dirumuskan sebagai :

$$\begin{aligned} \Delta_y &= 0.5 \varepsilon_y (l_b / h_b) (0.6 h_n) \\ &= 0.5 \times 0,0020 \times (6 / 0,7) \times (0,6 \times 28) = 0,144 \end{aligned}$$

sehingga :

$$\mu_s = 0,456 / 0,144 = 3,167$$

BAB V

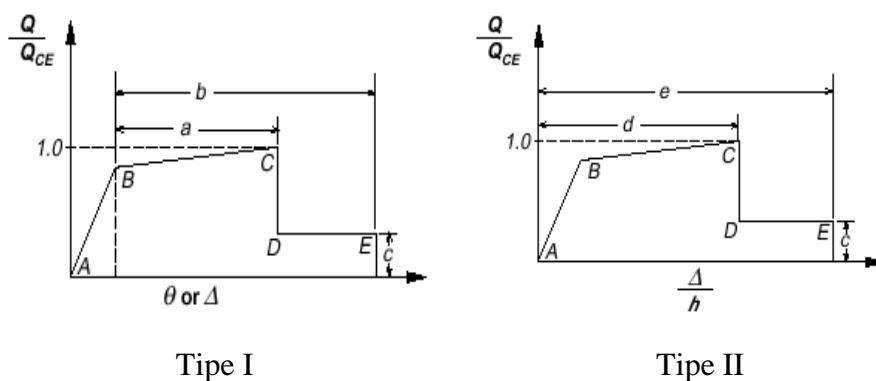
ANALISA PUSHOVER

5.1. Analisa Statik Non-Linier

Setelah analisa linier selesai dilakukan dan kemudian hasilnya digunakan untuk mendesain tulangan balok dan kolom, maka kemudian analisa statik non-linier dapat dilakukan. Dimana dalam tugas akhir ini, analisa statik non-linier yang digunakan adalah analisa pushover.

Salah satu kelebihan utama analisa statik non-linier ini dibandingkan dengan analisa statik linier adalah analisa ini memungkinkan terjadinya respon non-linier pada komponen – komponen struktur akibat deformasi yang terjadi selama gedung mengalami pembebanan lateral yang besar, seperti pada saat terjadinya gempa.

Respon non-linier komponen – komponen struktur yang terjadi secara umum dapat diwakili oleh hubungan *load-deformation* seperti yang ditunjukkan dalam gambar 5.1. berikut ini.



Gambar 5.1. Hubungan Load-Deformation yang telah digeneralisasi

Gambar tersebut menunjukkan suatu hubungan *load-deformation* yang telah digeneralisasi yang dapat diterapkan untuk kebanyakan elemen struktur beton. Q menunjukkan beban yang diakibatkan oleh gaya lateral, sebagai Q_{CE} adalah kemampuan / kapasitas struktur.

Seperti yang terlihat, terdapat dua cara untuk menjelaskan deformasi :

Type I : Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan langsung sebagai regangan, kurvatur, rotasi, ataupun perpanjangan. Parameter a dan b mengacu pada bagian dari deformasi yang terjadi setelah leleh, yaitu deformasi plastis. Parameter a , b , dan c didefinisikan secara numeris dalam tabel 5.1. dan 5.2. (*FEMA-273, chap 6*).

Type II : Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan sebagai *shear angle* dan *tangential drift ratio*. Parameter d dan e mengacu pada deformasi total yang diukur dari awal. Parameter a , d , dan e juga didefinisikan secara numeris dalam tabel 5.1.dan 5.2. (*FEMA-273, chap 6*).

Adapun keterangan untuk gambar 5.1. adalah sebagai berikut :

- Titik A menunjukkan kondisi tanpa adanya beban.
- Garis A-B menunjukkan respon linier struktur, dengan turut memperhitungkan kekakuan retak masing – masing elemen struktur.
- Titik B adalah menyatakan kekuatan leleh efektif (*nominal yield strength*) elemen struktur
- Garis B-C biasanya memiliki kemiringan 5 % - 10 % dari kemiringan garis A-B. pada garis ini terjadi *strain hardening* yang biasanya dialami kebanyakan elemen struktur beton, dan memiliki efek penting dalam pendistribusian gaya – gaya internal antar elemen yang saling berdekatan.
- Titik C menyatakan kekuatan nominal (*nominal strength*) dari elemen struktur. Dimana pada titik ini bisa dianggap bahwa kemampuan untuk menahan gaya lateral telah hilang. Karena itu , komponen utama system penahan gaya lateral dari struktur tidak diperbolehkan berdeformasi melewati titik ini.
- Penurunan secara drastis garis C-D menyatakan kegagalan inisial dari elemen. Biasanya kegagalan ini berkaitan dengan fenomena seperti retaknya tulangan longitudinal, pengelupasan beton, atau kegagalan geser mendadak.
- Ketahanan sisa (*residual resistance*) dari titik D-E mungkin bernilai nol dalam beberapa kasus atau tidak nol untuk kasus lainnya. Biasanya jika tidak terdapat informasi tambahan, diasumsikan ketahanan sisa ini sama dengan 20 % dari nilai kekuatan nominal. Tujuan utama dari adanya segmen ini adalah untuk memodelkan elemen struktur yang telah hilang kemampuan menahan gaya lateralnya, tapi masih mampu untuk menahan beban gravitasi.

- Titik E menyatakan kapasitas deformasi maksimum. Deformasi setelah melewati titik ini tidak diperbolehkan karena beban gravitasi tidak mampu lagi dipikul.

Selain itu, perlu dijelaskan pula sedikit tentang apa yang dimaksud dengan kriteria penerimaan (*acceptance criteria*). Kriteria penerimaan adalah batasan – batasan yang digunakan untuk mengevaluasi apakah suatu elemen telah mengalami kerusakan atau belum. Secara umum kriteria penerimaan ini ditentukan oleh dua jenis desain yaitu desain yang dikontrol oleh deformasi (*deformation controlled*) dan desain yang dikontrol oleh gaya (*force controlled*).

Pada desain yang dikontrol oleh deformasi, elemen diizinkan untuk berdeformasi melewati batas – batas elastisnya akibat beban lateral yang terjadi, tetapi dibatasi oleh kapasitas elemen tersebut. Sedangkan untuk desain yang dikontrol oleh gaya, elemen tidak diperbolehkan melewati batas elastisnya akibat beban lateral yang bekerja.

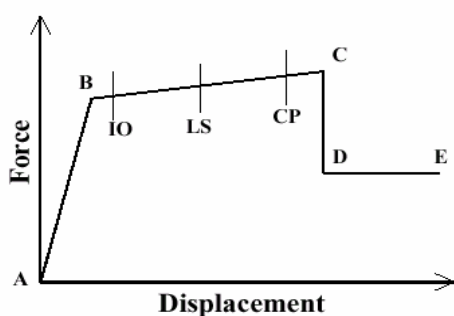
Tabel 5.1 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modelling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, <i>radians</i>		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
						Performance Level				
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexural ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.05	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirup spacing ≤ d/2			0.0	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Stirup spacing ≥ d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹										

1. When more than one condition i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value for the table.
2. Under the heading “Transverse Reinforcement”, ‘C’ and ‘NC’ are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for the component of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three – fourths of the design shear. Otherwise, the components is considered non-conforming.
3. To qualify, hoops must not be lap spliced in the cover concrete, and hooks must have hook embedded in the core or other details to ensure that hoops will be adequately anchored following spalling of cover concrete.
4. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

5.2. Analisa Pushover Menggunakan SAP 2000

Seperti yang telah disinggung pada bab sebelumnya, analisa statik non-linier yang akan digunakan dalam tugas akhir ini adalah analisa Pushover dengan menggunakan program bantu komputer yaitu SAP 2000.



Keterangan Gambar :

IO = Immediate Occupancy

LS = Life Safety

CP = Collapse Prevention

Gambar 5.2. Acceptance Criteria

Analisa Pushover adalah analisa *displacement* struktur dengan beban gempa statik ekuivalen yang besarnya beban ditingkatkan berangsur – angsur secara proporsional sampai struktur mencapai suatu *performance level* tertentu. Ada tiga hal penting yang akan dihasilkan oleh analisa pushover ini, yaitu kurva kapasitas struktur, mekanisme keruntuhan struktur tersebut, serta *performance point* yang merupakan perpotongan kurva *capacity* dan *demand*.

Kemampuan suatu struktur untuk menahan gaya lateral yang bekerja dapat dilihat dari kurva kapasitasnya. Sedangkan mekanisme keruntuhan struktur dapat dilihat melalui

gambaran letak sendi – sendi plastis yang terjadi serta taraf kerusakan dari sendi plastis tersebut sesuai kriteria penerimaan seperti IO, LS atau CP.

Adapun langkah – langkah yang akan dilakukan untuk menjalankan analisa pushover dalam SAP 2000 adalah sebagai berikut :

1. Pembuatan model struktur di SAP 2000 yaitu balok dan kolom dimodelkan sebagai *frame*. Sekali lagi digunakan *end-offset* untuk menampilkan efek penampang.
2. Pendefinisian pembebanan dan kombinasinya.
3. Pemasangan tulangan lentur pada masing – masing komponen sesuai hasil perhitungan dari bab 4.
4. Pendefinisian *hinge properties* dan letaknya.
5. Pendefinisian beban pushover (beban PUSH)
6. Pendefinisian analisa pushover.
7. Running analisa statik dilanjutkan dengan analisa pushover.

Berikut akan diberikan sedikit penjelasan untuk masing – masing langkah :

Langkah 1 : Langkah ini sama seperti yang dilakukan pada saat kita melakukan analisa linier pada bab sebelumnya. Struktur rangka, baik balok maupun kolom dimodelkan sebagai *frame*.

Langkah 2 : Beban – beban mati dan hidup beserta kombinasinya untuk balok masing – masing lantai akan dimasukkan dalam input SAP 2000, sama seperti yang dilakukan dalam analisa linier.

Langkah 3 : Hasil perhitungan penulangan lentur yang telah dilakukan pada bab sebelumnya dan telah direkap dalam Tabel 4.31 dimasukkan dalam input SAP 2000.

Langkah 4 : Jenis sendi plastis yang nantinya akan di-*assign* ke balok – kolom dalam pemodelan *frame* untuk SAP 2000 adalah sebagai berikut :

Tabel 5.3. Jenis – jenis Sendi Plastis untuk masing – masing elemen struktur

Elemen Struktur	Jenis Sendi Plastis
Balok	M3
Kolom	PMM

Setelah selesai dengan pendefinisian *hinge properties*, maka langkah selanjutnya adalah meng-assign masing – masing jenis sendi plastis untuk elemen yang sesuai. Dimana sendi plastis tersebut akan diletakkan diujung – ujung balok maupun kolom (dekat *beam-column joint*).

Langkah 5 : Yang dimaksud sebagai beban pushover adalah beban lateral yang digunakan sebagai wakil beban gempa. Oleh sebab itu beban pushover ini harus dapat menggambarkan distribusi gaya gempa yang terjadi, yaitu berbentuk segitiga terbalik.

Langkah 6 : yang dimaksud dengan pendefinisian analisa pushover adalah pendefinisian kontrol yang akan dipakai, dimana kriteria yang digunakan antara lain :

1. Analisa Pushover yang pertama disebut GRAV

Analisa ini merupakan kombinasi pembebanan $1,0D + 0,3L$ dan merupakan analisa yang dikontrol oleh gaya (*force-controlled analysis*)

2. Analisa Pushover kedua disebut PUSH / JOINT-n

Dimana n adalah joint kontrol yang kita gunakan sebagai parameter target displacement, dan biasanya joint ini terletak pada puncak gedung (*roof-top*). Analisa ini merupakan kelanjutan analisa GRAV dengan beban PUSH seperti yang telah disebutkan dalam tahap (5). Analisa ini merupakan analisa yang dikontrol oleh deformasi (*deformation-controlled analysis*). *Member Unloading method* yang akan digunakan dalam tugas akhir ini adalah *Unload Entire Structure*. Metode ini merupakan metode paling efisien dibandingkan dengan kedua metode lainnya (*Apply Local Redistribution* dan *Restart Using Secant Stiffness*). Prinsip metode ini adalah jika pada suatu sendi plastis telah tercapai kondisi regangan yang berbalik arah (regangan negatif) komputer akan meng-unload seluruh struktur hingga pada sendi plastis tersebut benar – benar dalam kondisi *unloaded* dan kemudian bagian struktur yang lain akan menerima beban yang dipindahkan dari sendi plastis tersebut.

Input SAP 2000 untuk analisa Pushover serta gambar letak dan jenis sendi plastis yang digunakan pada struktur dapat dilihat pada lampiran.

5.3. Hasil Analisa Pushover

Seperti yang disebutkan sebelumnya, ada 3 hal penting yang dihasilkan oleh analisa pushover pada SAP 2000 : kurva kapasitas, mekanisme pembentukan sendi plastis pada komponen-komponen struktur, serta kurva *Spectral Displacement vs Spectral Acceleration* (*performance point* versi SAP 2000).

Kurva kapasitas adalah suatu kurva yang menunjukkan hubungan antara simpangan struktur (pada suatu titik kontrol, biasanya pada atap gedung) dan gaya gempa dasar (*base shear*). Untuk hasil running pushover yang dilakukan pada bab sebelumnya, diperoleh kurva kapasitas.

5.3.1. Hasil analisa Pushover Struktur 1

Tabel 5.4. Tabel *Pushover Curve* Struktur 1

STEP	Δ (mm)	V (ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.04	0.00	126	0	0	0	0	0	0	0	126
1	60.00	140.96	126	0	0	0	0	0	0	0	126
2	81.00	190.19	106	20	0	0	0	0	0	0	126
3	83.80	193.44	95	31	0	0	0	0	0	0	126
4	85.40	194.22	89	37	0	0	0	0	0	0	126
5	87.60	194.83	88	38	0	0	0	0	0	0	126
6	105.40	198.66	78	48	0	0	0	0	0	0	126
7	156.30	206.45	70	56	0	0	0	0	0	0	126
8	216.30	210.78	70	24	32	0	0	0	0	0	126
9	303.30	216.91	69	1	32	24	0	0	0	0	126
10	402.50	223.00	65	5	8	48	0	0	0	0	126
11	462.50	224.77	65	1	5	55	0	0	0	0	126
12	504.30	226.00	65	0	5	52	0	4	0	0	126
13	504.30	123.22	65	0	5	40	0	0	16	0	126
14	511.50	127.85	65	0	5	40	0	0	16	0	126
15	526.10	134.10	65	0	5	36	0	4	16	0	126
16	507.00	106.70	65	0	5	35	0	1	20	0	126

Tabel 5.5. Tabel *Pushover Curve* Struktur 2

STEP	Δ (mm)	V (ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.04	0.00	126	0	0	0	0	0	0	0	126
1	60.00	172.93	126	0	0	0	0	0	0	0	126
2	62.70	180.67	106	20	0	0	0	0	0	0	126
3	63.80	182.12	95	31	0	0	0	0	0	0	126
4	65.00	182.88	89	37	0	0	0	0	0	0	126
5	67.30	183.84	87	39	0	0	0	0	0	0	126

6	97.40	192.09	74	52	0	0	0	0	0	0	126
7	105.80	193.79	70	56	0	0	0	0	0	0	126
8	165.80	199.87	70	41	15	0	0	0	0	0	126
9	225.80	205.94	69	9	48	0	0	0	0	0	126
10	285.80	211.77	69	9	16	32	0	0	0	0	126
11	349.80	216.92	65	5	8	48	0	0	0	0	126
12	409.80	218.58	65	1	12	48	0	0	0	0	126
13	469.80	220.24	65	0	5	56	0	0	0	0	126
14	489.00	220.77	65	0	5	52	0	4	0	0	126
15	454.40	120.69	65	0	5	40	0	0	16	0	126

Tabel 5.6. Tabel *Pushover Curve* Struktur 3

STEP	Δ (mm)	V (ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.04	0.00	126	0	0	0	0	0	0	0	126
1	58.00	192.23	106	20	0	0	0	0	0	0	126
2	142.10	211.77	70	56	0	0	0	0	0	0	126
3	173.00	216.41	69	18	39	0	0	0	0	0	126
4	233.00	225.04	69	9	48	0	0	0	0	0	126
5	273.10	229.43	65	13	16	32	0	0	0	0	126
6	333.10	231.20	65	1	20	40	0	0	0	0	126
7	393.10	232.98	65	0	13	48	0	0	0	0	126
8	453.10	234.75	65	0	5	56	0	0	0	0	126
9	496.50	236.03	65	0	0	55	0	6	0	0	126
10	476.00	129.03	65	0	0	45	0	0	16	0	126

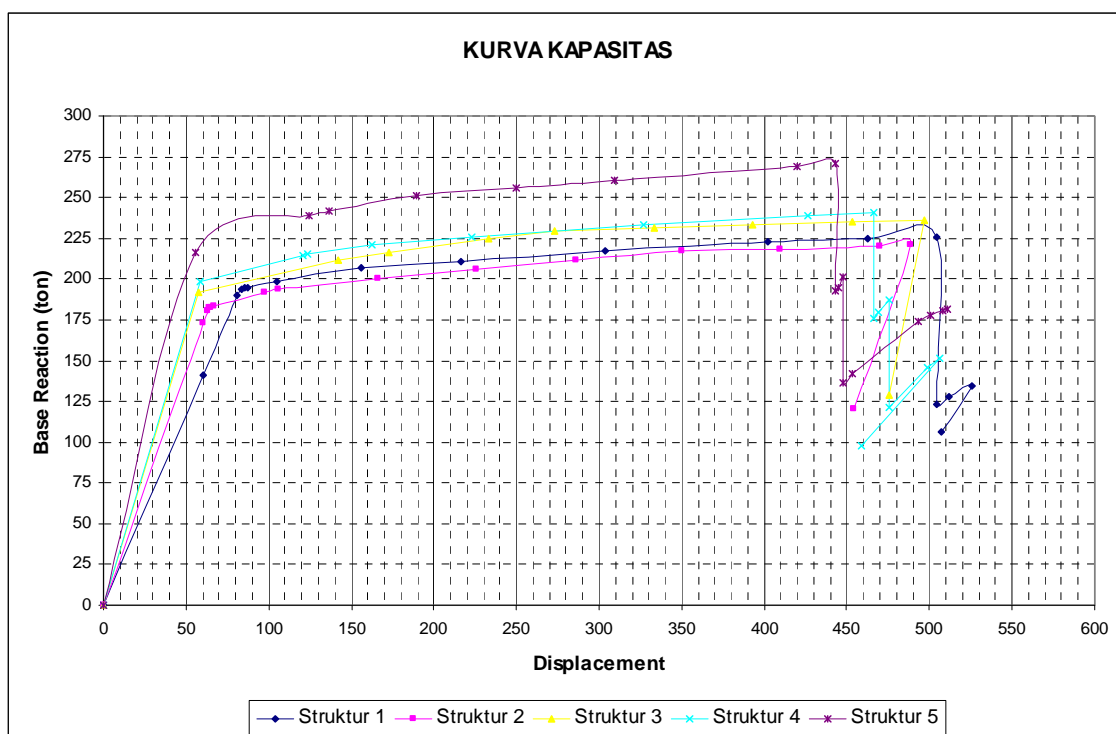
Tabel 5.7. Tabel *Pushover Curve* Struktur 4

STEP	Δ (mm)	V (ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.03	0.00	126	0	0	0	0	0	0	0	126
1	58.90	198.18	108	18	0	0	0	0	0	0	126
2	121.10	214.62	79	47	0	0	0	0	0	0	126
3	123.10	214.98	78	48	0	0	0	0	0	0	126
4	162.80	221.16	70	32	24	0	0	0	0	0	126
5	222.80	225.57	70	16	40	0	0	0	0	0	126
6	326.90	233.08	69	1	24	32	0	0	0	0	126
7	426.30	239.31	65	5	8	48	0	0	0	0	126
8	466.00	240.53	65	4	1	48	0	8	0	0	126
9	466.00	176.04	65	4	1	48	0	0	8	0	126
10	468.80	179.64	65	4	1	48	0	0	8	0	126
11	475.80	187.46	65	4	1	47	0	1	8	0	126
12	475.80	121.18	65	4	1	40	0	0	16	0	126
13	499.10	146.16	65	4	1	40	0	0	16	0	126
14	505.90	151.18	65	4	1	38	0	2	16	0	126
15	458.40	98.20	65	4	1	38	0	0	18	0	126

Tabel 5.8. Tabel *Pushover Curve* Struktur 5

STEP	Δ (mm)	V (ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.03	0.00	126	0	0	0	0	0	0	0	126
1	55.60	216.03	111	15	0	0	0	0	0	0	126
2	124.50	238.99	85	36	5	0	0	0	0	0	126
3	136.60	241.74	81	29	16	0	0	0	0	0	126
4	189.70	251.35	70	24	32	0	0	0	0	0	126
5	249.70	256.08	70	16	22	18	0	0	0	0	126
6	309.70	260.80	70	0	30	26	0	0	0	0	126
7	420.10	269.34	69	1	0	56	0	0	0	0	126
8	443.40	271.11	69	1	0	48	0	8	0	0	126
9	443.40	192.60	69	1	0	48	0	0	8	0	126
10	444.50	194.95	69	1	0	48	0	0	8	0	126
11	447.80	201.55	69	1	0	47	0	1	8	0	126
12	447.80	136.61	69	1	0	40	0	0	16	0	126
13	452.80	142.38	69	1	0	40	0	0	16	0	126
14	493.00	174.06	69	1	0	40	0	0	16	0	126
15	500.30	178.10	69	1	0	40	0	0	16	0	126
16	507.70	180.49	69	1	0	40	0	0	16	0	126
17	510.50	181.39	69	1	0	39	0	1	16	0	126
18	510.50	174.60	69	1	0	37	0	2	17	0	126

Kurva Kapasitas yang dihasilkan oleh analisa pushover dari masing-masing struktur telah dijadikan satu dalam Gambar 5.8.



Gambar 5.3. Kurva Kapasitas

Dari gambar mekanisme pembentukan sendi plastis yang terjadi, terlihat bahwa sendi plastis yang terbentuk lebih dominan terjadi di balok daripada di kolom. Hal ini sesuai dengan perencanaan awal yaitu *beam sidesway mechanism*.

Perlu dijelaskan terlebih dahulu bahwa dalam Tugas Akhir ini tidak akan menggunakan nilai *performance Point* versi SAP2000 yang terdapat pada kurva *Spectral Displ. Vs Spectral Acc.* sebagai pembanding *target displacement* yang telah kita tetapkan pada bab 4.12. Hal ini disebabkan karena perumusan dalam menentukan *target displacement* tersebut, didasarkan pada rotasi drift ultimate balok ($\theta_c = 0,025$) yaitu suatu kondisi dimana struktur berada diambang keruntuhannya. Sedangkan *Performance Point* versi SAP2000 merupakan suatu kecocokan antara *capacity* struktur dengan *demand* gempa yang akan terjadi. Oleh karena itu, yang akan dipergunakan dalam mengecek target perpindahan kita adalah kurva kapasitas struktur (*Displacement vs Base Shear*).

Dari Gambar 5.8., terlihat bahwa awalnya hubungan antara nilai *displacement* dengan *shear* diwakili oleh suatu garis linier. Segmen garis inilah yang menunjukkan

kondisi pada saat struktur berperilaku elastis, yaitu dimana penambahan gaya lateral akan berbanding lurus dengan penambahan *displacement* yang terjadi. Dari Tabel 5.4. Tabel *Pushover Curve* struktur 1, terlihat bahwa kondisi elastis ini berakhir pada saat $\Delta = 81$ mm dengan $V = 190.19$ ton (step 2). Pada saat inilah pertama kalinya terbentuk sendi plastis pada elemen struktur, yang mengakibatkan garis tersebut tidak lagi linier. Jika gaya lateral terus ditambah, sendi plastis yang terjadi akan semakin banyak, dan kekuatannya pun secara perlahan mulai menurun hingga pada suatu titik mengalami patahan secara tiba – tiba. Kondisi inilah yang disebut sebagai keadaan ambang batas keruntuhan struktur. Meski pada tabel terlihat bahwa nilai *displacemenet* mampu mencapai $\Delta = 504.3$ mm, namun nilai ini tidak dapat kita pergunakan sebagai pembanding target perpindahan rencana yang telah kita tetapkan sebelumnya. V_{max} telah tercapai pada step 12 ($V_{max} = 226$ ton), dan untuk step – step berikutnya nilai V mengalami penurunan secara bertahap. Jadi meskipun setelah step 12 struktur masih mampu berdeformasi, namun ada beberapa bagian struktur yang telah mengalami keruntuhan. Maka yang akan digunakan sebagai pembanding terhadap target perpindahan adalah nilai displacement pada step 12 tersebut.

Tabel 5.9 menunjukkan perbandingan antara target rencana yang digunakan dengan perpindahan aktual struktur (Δ_a) akibat analisa pushover.

Tabel 5.9. Target Perpindahan Rencana dan Displacement Aktual Struktur

Struktur	Δ_a	Δ_m
	mm	mm
1	456.00	504.30
2	456.15	489.00
3	456.31	496.50
4	456.39	466.00
5	456.90	443.40

Ternyata simpangan struktur melebihi target yang sudah ditetapkan. Hal ini berarti bahwa kinerja struktur melampaui batas yang sudah ditetapkan. Banyak faktor yang menyebabkan terjadinya perbedaan ini. Priestley pada papernya pun menyebutkan bahwa rumusan yang digunakan diterapkan pada struktur gedung beraturan tahan gempa,

sedangkan pada studi kasus yang dilakukan kali ini struktur memiliki nilai kekakuan yang berbeda-beda, yang diwujudkan dalam dimensi balok dan kolom yang berbeda-beda.

Nilai Faktor Daktilitas

Faktor daktilitas stuktur gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δ_y , yaitu :

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m$$

Tabel 5.10. Nilai Daktilitas

Struktur	δ_y	δ_m	μ
	mm	mm	
1	81	504.3	6.226
2	62.7	489	7.799
3	58	496.50	8.56
4	58.9	466.00	7.912
5	55.6	443.40	7.975

Dari hasil yang diperoleh pada Tabel 4.40 terlihat bahwa Struktur 3 memiliki nilai daktilitas maximum. Dengan dilakukan penambahan kekakuan pada struktur berarti pula meningkatkan daktilitasnya, yakni struktur masih mampu mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. KESIMPULAN

Dari hasil Analisa Linier dan Analisa Non-Linier dalam hal ini *Pushover Analysis* dapat disimpulkan beberapa hal antara lain :

1. Simpangan struktur ternyata melampaui target displacement yang ditentukan. Hal ini dikarenakan struktur memiliki karakteristik tertentu yaitu memiliki nilai kekakuan balok dan kolom yang bervariasi. Tetapi dari hasil perbandingan antara target rencana yang digunakan dengan perpindahan aktual struktur (Δ_a) akibat analisa pushover, menunjukkan bahwa struktur 1 (I_{balok} ; I_{kolom}) mampu berdeformasi lebih. Hal ini dikarenakan penerapan konsep Desain Kapasitas.
2. Nilai Daktilitas menunjukkan bahwa struktur 3 memiliki nilai daktilitas yang tinggi yaitu 8.56. Sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.
3. Pada struktur yang mempunyai kekakuan balok lebih besar dari kekakuan kolom, ternyata menunjukkan bahwa struktur tersebut tidak selalu mengalami keruntuhan pada kolom. Hal ini disebabkan selama perencanaannya masih tetap menggunakan konsep strong column weak beam, maka mekanisme keruntuhan pada kolom (column side way) dapat dihindari.
4. Dari beberapa hasil analisa struktur yang telah diberikan, maka dapat ditentukan struktur yang memiliki hasil performance yang paling baik, dengan penilaian dari beberapa faktor kinerja antara lain penentuan target displacement, nilai daktilitas yang dihasilkan serta mekanisme terjadinya sendi plastis.
5. Dengan kemampuan untuk mengetahui *performance* gedung sesungguhnya akibat gempa yang terjadi, diharapkan kegagalan struktur di luar desain / perencanaan dapat dihindari. Sehingga keselamatan jiwa para penghuninya pun dapat semakin ditingkatkan.

5.2. SARAN

Dalam Tugas Akhir ini banyak diambil asumsi-asumsi penyederhanaan dan aspek yang dikaji pun terbatas. Oleh karena itu, ada beberapa saran yang dirasa perlu diajukan oleh Penulis sehubungan dengan topik yang ada dalam buku ini antara lain :

- Setelah mengetahui hasil kinerja beberapa struktur yang memiliki variasi kekakuan yang berbeda, maka diharapkan perencana dapat merencanakan suatu struktur yang memang benar-benar efisien dan sesuai dengan konsep perencanaan. Sehingga mampu memberikan masukan/koreksi dengan alasan yang tepat kepada perancang gedung untuk memilih struktur yang benar (pemilihan dimensi struktur).
- Analisa Pushover yang dilakukan dengan menggunakan program bantu SAP 2000 masih belum mampu menunjukkan penambahan beban gempa yang ditingkatkan secara berangsur-angsur. Diharapkan perencana dapat menentukan sendiri proporsi penambahan beban gempa, sebagai kelanjutan studi ini.
- Analisa ini semakin lama semakin mudah dilakukan mengingat kini semakin banyak program bantu yang mampu melakukan analisa Pushover. Sehingga di masa mendatang diperkirakan metode ini akan berkembang pesat.
- Ada beberapa acuan target kriteria penerimaan yang ada yaitu berdasarkan perumusan Priestly, FEMA 273. Disarankan di masa mendatang untuk dapat membandingkan acuan tersebut sehingga dapat menemukan suatu korelasi diantaranya.

DAFTAR PUSTAKA

- Applied Technology Council (ATC), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building vol.1*, California Seismic Safety Commision
- Badan Standardisasi Nasional, 2002, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung*, SNI 03-1726-2002.
- Badan Standardisasi Nasional, 2002, *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, SNI 03-2847-2002
- Chu Kia Wang, Charles G. Salmon, Binsar Hariandja, 1986, *Desain Beton Bertulang*, Erlangga
- Computers And Structure,Inc, 2002, *SAP 2000 Analysis Reference And Manual*, Barkeley,California, USA
- Departemen Pekerjaan Umum,1983 *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*, Yayasan Lembaga Penyelidikan Bangunan
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, *NEHRP Guideline for Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273, Wasington, DC.
- Hendrik Tanaka, 2002, *Analisa Perbandingan Perencanaan Struktur Dual System dengan Statik-Nonlinear dan Dinamik-Nonlinear*, Tugas Akhir, Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- M.N.J. Priestly, *Performance Based Seismic Design*, Paper for the 12WCEE (2000), University of California, San Diego
- Moch. Alkham Darmansyah, 2004, *Perencanaan Gedung 10 Lantai tipe Open Frame dengan Metode Pushover Analysis Menggunakan SNI 2002*, Tugas Akhir, Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Purwono Rachmat, Prof,Ir,MSc, 2005, *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*, ITSPress, Surabaya

Saudyono, 2003, *Desain Struktur Berbasis Kinerja dengan Menggunakan Pushover Analysis pada Gedung Kartika Hotel*, Tugas Akhir, Institut Teknologi Sepuluh Nopember

UBC, *Uniform Building Code 1997*, International Conference of Building Officials